

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJE-BOUIRA



Faculté des Sciences et des sciences appliquées
Département Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

Présenté par :

**KRIMIAI NESRINE
MAHFOUD HANAA**

En vue de l'obtention du diplôme de **Master 02** en :

Filière : **Génie Civil**

Option : **Structures**

Thème :

Etude de deux blocs en RDC+5 étages a usage multiple contreventés par des voiles porteurs implantés a la wilya de bouira.

Devant le jury composé de :

Mr KENNOUCHE SALIM	MCB	UAMOB	Président
M ^{me} AIT AHMED FATIHA	MAA	UAMOB	Encadreur
M ^{me} ROUABEH AICHA	MAA	UAMOB	Examinatrice
M ^{me} BOUMAIZA MALIKA	MAA	UAMOB	Examinatrice

I.1 Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude d'un bâtiment à usage d'habitation, comportant de deux bloc (A et B) séparés par des joints sismiques en **RDC + 5** étage d'une forme irrégulière qui est implanté à Ain amor Soure El Ghozlan Wilaya de Bouira, classé selon le (**RPA 99 version 2003**) comme une zone de moyenne sismicité (zone **IIa**).

I.2 Conception structurelle :

Tableaux I.1. Paramètres géométriques de l'ouvrage

En élévation	Bloc A	Bloc B	En plan	Bloc A	Bloc B
Hauteur totale de la structure	19.38 m		Longueur	13.10 m	
Hauteur de RDC	4.08 m				
Hauteur des étages	3.06 m		Largeur	18.20 m	7.9 m

Tableaux I.2. Paramètres techniques de l'ouvrage

Structure	bâtiment en B.A
Ossature	Voiles porteurs
planchers	Planchers en corps creux

I.2.1 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

I.2.1.1 Le béton :

Tableaux I.3. Les caractéristiques des matériaux pour le béton

poids	Poids par unité de volume		2.5 t
résistance	à la compression		$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
	à la traction		$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$
Contrainte admissible	ELU	situation durable $\{\gamma_b = 1,5 \quad \theta = 1\}$	$f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$
		situation accidentelle $\{\gamma_b = 1,15, \theta = 0,85\}$	$f_{bu} = 21.7 \text{ MPa}$
	ELS		$f_{bs} = 15 \text{ MPa}$
Module de déformation instantané			$E_{i28} = 32164,19 \text{ MPa}$

I.2.1.2 L'Acier : Barres haute adhérence Fe E40: $f_e = 400\text{MPa}$
 Barres rondes lisses Fe E24: $f_e = 235\text{MPa}$

Tableaux I.4. Les caractéristiques des matériaux pour l'acier

Contrainte admissible	ELU	situation durable $\{\gamma_s = 1, 15\}$	$\sigma_s = 348\text{ MPa}$
		situation accidentelle $\{\gamma_s = 1, 0\}$	$\sigma_s = 400\text{ MPa}$
	ELS	Fissuration peu nuisible	$\sigma_s = 348\text{ MPa}$
		Fissuration préjudiciable	$\sigma_s = \min\left\{\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{n f_{t28}}\right\} = 201.63\text{ MPa}$
		Fissuration très préjudiciable	$\sigma_s = \min\left\{\frac{1}{2}f_e, 90\sqrt{n f_{t28}}\right\} = 165\text{ MPa}$

I.3 Règles et normes utilisées :

Les règlements utilisés sont :

- ✓ RPA 99 /version 2003 (règlement parasismique algérien). [1]
- ✓ BAEL91/modifiées 99 (règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites). [2]
- ✓ CBA 93 (code béton armé). [3]
- ✓ DTR B.C.2.2 (charges et surcharges). [4]
- ✓ Règles de calcul des fondations (DTR-BC.2.331) et les (DTU). [5]

II.1.Introduction :

Le but du pré-dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du **RPA99 V2003** et du **CBA93**. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.2. Predimensionnement des éléments secondaires:

II.2.1. Les Planchers :

Les planchers, quelque soit leur nature, Ils transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux et poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitation. Ils servent aussi à la transmission des efforts horizontaux.

Dans notre cas, nous optons pour les Planchers à corps creux qui sont constitués: d'hourdis, de poutrelles et d'une dalle de compression en béton armé (figure II.4).

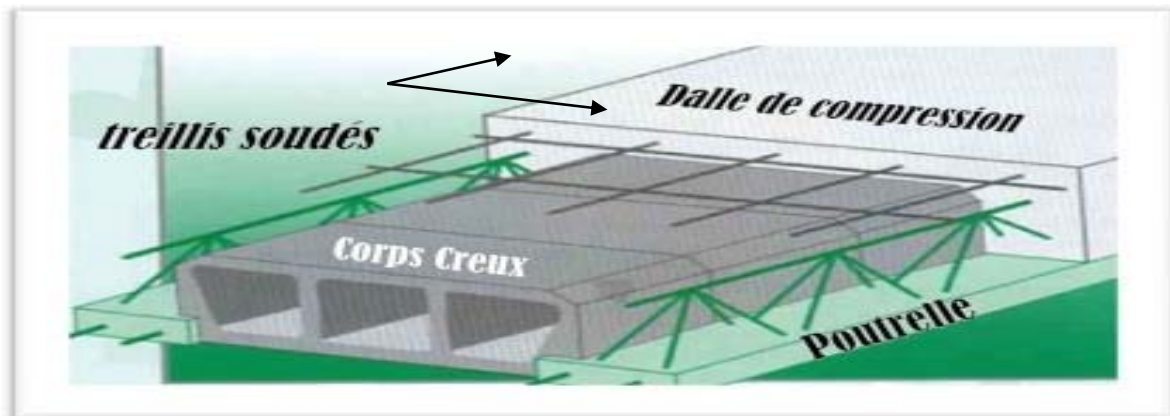


Figure II.1. Coupe transversale d'un Plancher à Corps creux

a) Condition de résistance à la flexion :

$$e \geq \frac{\min(l_{x\max}, l_{y\max})}{22,5} = \frac{\min(500;380)}{22,5} = \frac{380}{22,5} = 16,88\text{cm}$$

Avec :

- e : l'épaisseur du plancher.
- l : distance maximum entre nus d'appuis

On opte pour un plancher de 20cm = (16+4) cm

- ❖ 16 cm : hauteur du corps creux.
- ❖ 4 cm : hauteur (épaisseur) de la dalle de compression

II.2.2. L'acrotère:

L'acrotère est un élément secondaire contournant le bâtiment conçu pour la protection de ligne jonctif entre lui même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales (figure II.5).

Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse. L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_G et une charge d'exploitation horizontale non pondérée estimée à 1 KN/ml provoquant un moment de flexion.

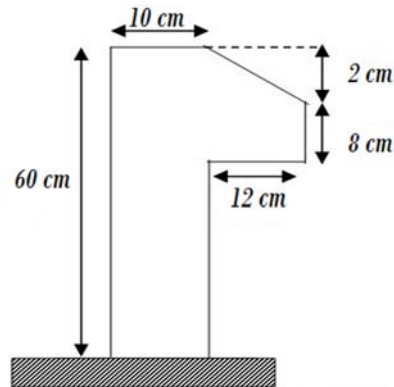


Figure II.2. "Acrotère" flexion.

❖ Poids propre de l'acrotère :

$$S = [0.6 \times 0.1 + (0.1 + 0.08) \times 0.12 / 2] = 0.071 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{acrotère}} = S \times \rho$$

$$G_{\text{acrotère}} = 0.071 \times 25 = 1.77 \text{ KN/ml}$$

Surcharge d'exploitation: $Q = 1 \text{ KN/ml}$

II.2.3. Les balcons :

Les balcons sont constitués d'une dalle pleine encastrée d'un bord et libre d'un autre.

L'épaisseur de la dalle est conditionnée par : $e \geq \frac{L}{10}$

L : largeur du balcon

$$\text{On prend comme épaisseur : } e \geq \frac{1,35}{10} \Rightarrow e \geq 0,135 \text{ m}$$

Donc : $\rightarrow e = 15 \text{ cm}$

II.2.4 Les escaliers :

L'escalier est constitué d'une suite de plans horizontaux permettant de passer à pied d'un niveau à un autre (Fig. II.6).

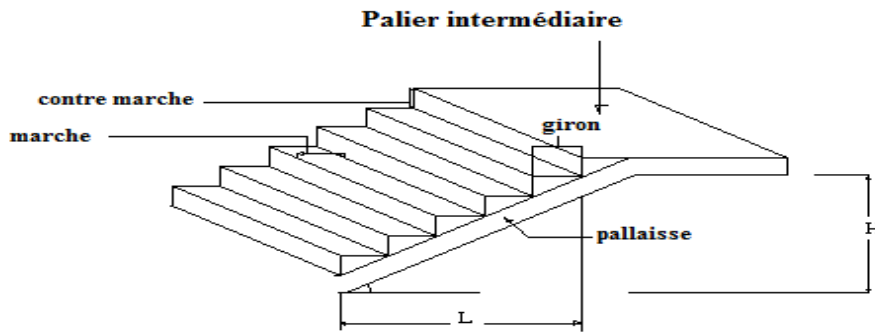


Figure. II.3. Les escaliers.

❖ **Caractéristiques techniques :**

Un escalier est caractérisé par :

- g : largeur de marche (giron).
- h : hauteur de la contre marche.
- n : nombre de marche.
- L : largeur la volée.

* Le pré dimensionnement s'effectue à l'aide de la formule suivante :

-formule de BLONDAL : $59 \leq g + 2 h \leq 66 \text{ cm}$.

$$16,5 \leq h \leq 17,5$$

-hauteur de la marche : $h=17\text{cm}$.

-En pratique on prend : $g=30\text{cm}$.

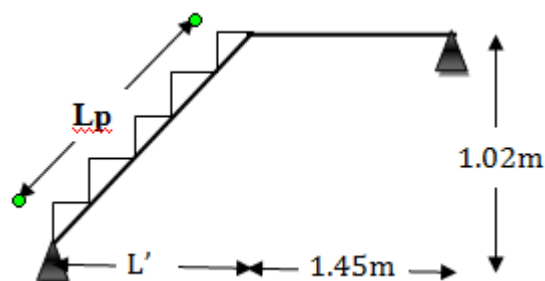
❖ **Bloc A :**

-Hauteur d'étage : $H=4.08\text{m}$.

-détermination du nombre de marches : $n=H/h=408/17=24 \text{ marches } (9+9+6)$.

• **Type 1 :**

- Hauteur de la pailasse : $H' = 0,17 * 6 = 1.02 \Rightarrow H' = 1.02\text{m}$.

Figure. II.4. 1^{ère} type d'escaliers (BLOC A).

- détermination de la longueur projetée de la paillasse : $L=g (n-1)=1.50m$.
- détermination de l'inclinaison de la paillasse : $tg \alpha = H'/L \Rightarrow \alpha = 34,21^\circ$.
- détermination de la longueur de la paillasse : $Lp=H'/\sin \alpha=1.81m$.
- ➔ $L= Lp+1,45=3,26m$
- détermination de l'épaisseur de la paillasse : $L/30 \leq e \leq L/20 \Rightarrow e=15 \text{ cm}$.
- l'épaisseur du palier : $e=15 \text{ cm}$.
- **Type 2 :**
- détermination du nombre de marches : $n=H/h=408/17=24 \text{ marches } (9+9+6)$.
- Hauteur de la paillasse : $H'=0,17*6=1.02 \Rightarrow H'=1.02m$.

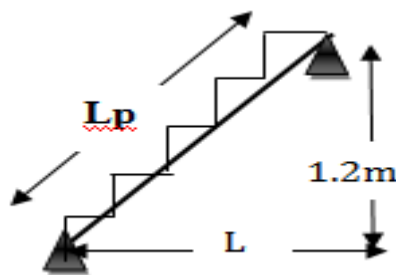


Figure. II.5. 2^{ème} type d'escaliers (BLOC A).

- détermination de la longueur projetée de la paillasse : $L=g (n-1)=1.50m$.
- détermination de l'inclinaison de la paillasse : $tg \alpha = H'/L \Rightarrow \alpha = 34,21^\circ$.
- détermination de la longueur de la paillasse : $Lp=H'/\sin \alpha=2.99m$.
- ➔ $L= Lp=2.99m$.
- détermination de l'épaisseur de la paillasse : $L/30 \leq e \leq L/20 \Rightarrow e=15 \text{ cm}$.
- l'épaisseur du palier : $e=15 \text{ cm}$.
- **Type 3 :**
- Hauteur d'étage : $H=3.06m$.

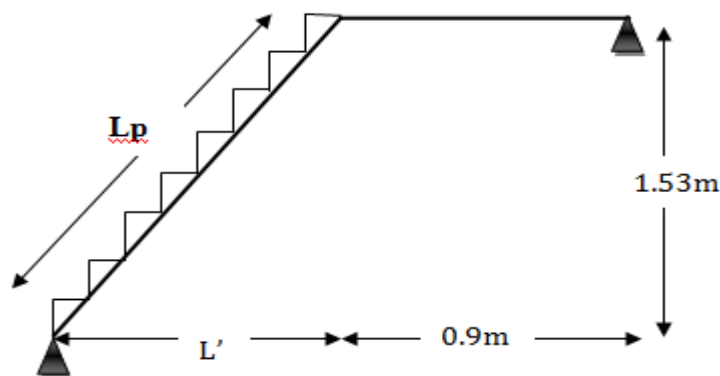


Figure. II.6. 3^{ème} Type d'escaliers (BLOC A).

-détermination du nombre de marches : $n=H/h=306/17=18$ marches (9+9).

- Hauteur de la paillasse : $H'=0,17*9=1.53 \Rightarrow H'=1.53m$.

-détermination de la longueur projetée de la paillasse : $L=g(n-1)=2.40m$.

-détermination de l'inclinaison de la paillasse : $\text{tg } \alpha = H'/L \Rightarrow \alpha = 32,51^\circ$.

- détermination de la longueur de la paillasse : $Lp=H'/\sin \alpha=2.84m$.

➡ $L= Lp+0.9=3,74m$

- détermination de l'épaisseur de la paillasse : $L/30 \leq e \leq L/20 \Rightarrow e=15$ cm.

- l'épaisseur du palier : $e=15$ cm.

❖ **Bloc B :**

Hauteur d'étage : $H=4.08m$.

• **Type 04 :**

- Hauteur de la paillasse : $H'=0,17*9=1.53 \Rightarrow H'=1.53m$.

-détermination du nombre de marches : $n=H/h=408/17=24$ marches (9+9+6)

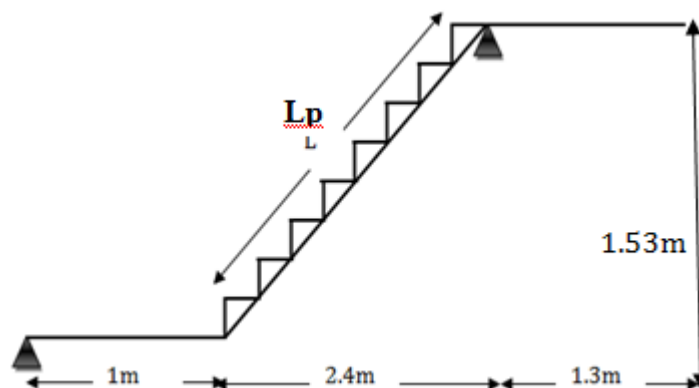


Figure. II.7. 4^{ème} Type d'escaliers (BLOC B).

-détermination de la longueur projetée de la paillasse : $L=g(n-1)=2.40m$.

-détermination de l'inclinaison de la paillasse : $\text{tg } \alpha = H'/L \Rightarrow \alpha = 32,51^\circ$.

- détermination de la longueur de la paillasse :

$$L_p = H'/\sin \alpha = 2.84\text{m.}$$

$$L = L_p + 1 + 1.3 = 5.14\text{m}$$

- détermination de l'épaisseur de la paillasse : $L/30 \leq e \leq L/20 \Rightarrow e = 15 \text{ cm.}$

- l'épaisseur du palier : $e = 20 \text{ cm.}$

Type 05:

- Hauteur de la paillasse :

$$H' = 0,17 * 6 = 1.02 \Rightarrow H' = 1.02\text{m.}$$

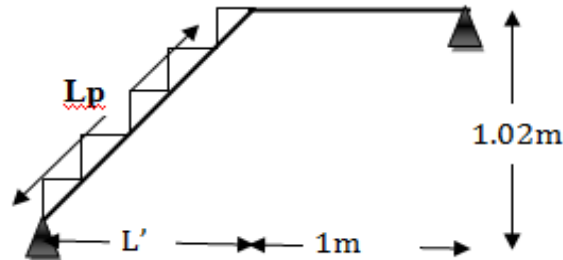


Figure. II.8. 5^{ème} Type d'escaliers (BLOC B).

-détermination du nombre de marches : $n = H/h = 408/17 = 24 \text{ marches (9+9+6).}$

-détermination de la longueur projetée de la paillasse : $L = g (n-1) = 1.50\text{m.}$

-détermination de l'inclinaison de la paillasse : $\text{tg } \alpha = H'/L \Rightarrow \alpha = 34,21^\circ$.

- détermination de la longueur de la paillasse : $L_p = H'/\sin \alpha = 1.81\text{m.}$

$$\rightarrow L = L_p + 1 = 2.81\text{m}$$

- détermination de l'épaisseur de la paillasse : $L/30 \leq e \leq L/20 \Rightarrow e = 15 \text{ cm.}$

- l'épaisseur du palier : $e = 15 \text{ cm.}$

II.3. Predimensionnement des éléments porteurs :

II.3.1. Les voiles:

Les voiles sont des murs en béton armé leur pré-dimensionnement est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux et les transmettre aux fondations. D'après le RPA 99 version 2003 article 7.7.1 « les éléments satisfaisant la condition ($L \geq 4 e$) sont considérés comme des voiles (figure II.7). L'article 7.7.1 RPA99 spécifie que l'épaisseur minimale doit être de 15 cm.

De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités comme l'indique la figure si dessous :

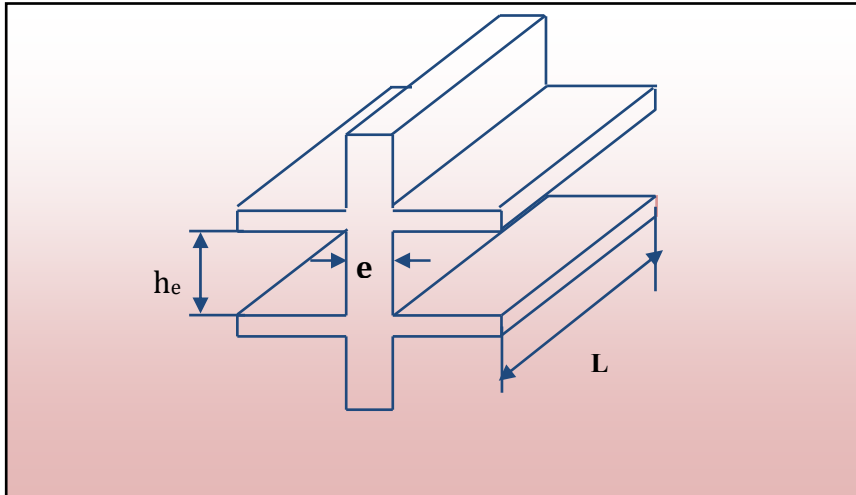


Figure. II.9. coupe de voile en élévation.

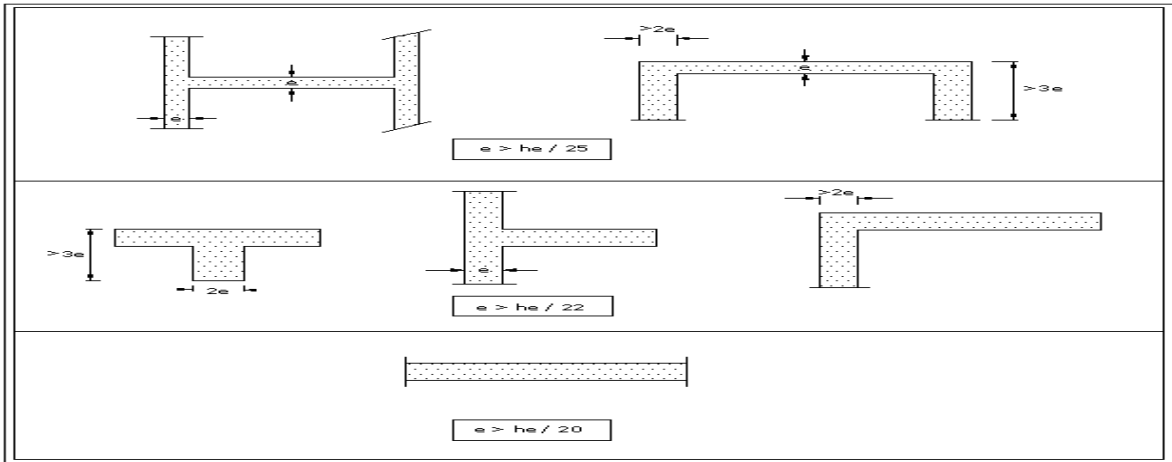


Figure. II.10. coupe du voile en plan.

$$e \geq \max \left[\frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right]$$

• Pour R.D.C. :

($h_e = 4,08$ m)

$$e \geq h_e / 22 = (368 / 22) = 16,72 \text{ cm.}$$

$$e \geq h_e / 20 = (368 / 20) = 18,4 \text{ cm.}$$

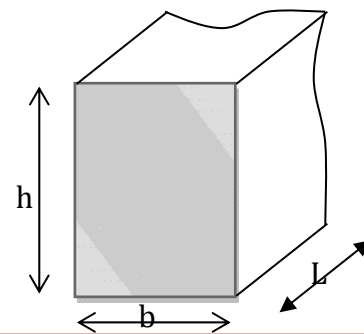


Figure. II.11. coupe du voile en plan.

Donc on prend comme épaisseur: e = 20 cm

II.3.2. Les poutres

✓ Selon les règles de BAEL91 :

La section de la poutre est déterminée par les formules (1) et (2).

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \dots\dots\dots (1)$$

$$0.3 h \leq b \leq 0.8 h \dots\dots\dots (2)$$

Avec :

L : portée de la poutre.

h : hauteur de la section.

b : largeur de la section.

✓ Les dimensions des poutres doivent respecter l'article 7.5.1 de RPA99/version 2003 suivant :

$$b \geq 20\text{cm} \quad ; \quad h \geq 30\text{cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \quad ; \quad b_{\text{max}} = 1,5 \cdot h_1 + b_1$$

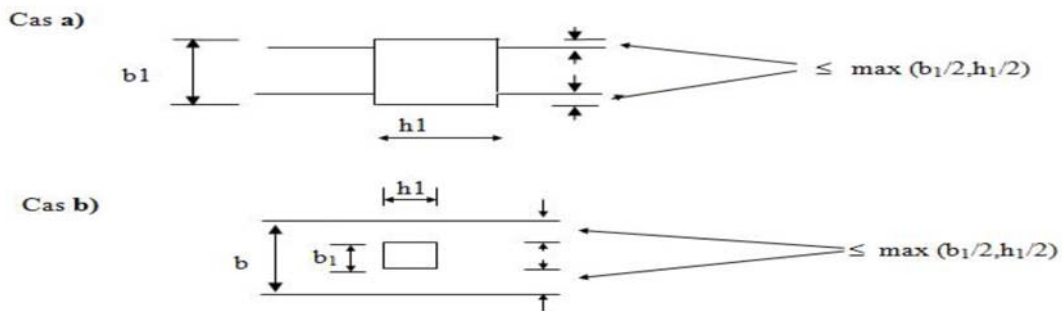


Figure. II.12. dimensions à respecter pour les poutres.

a) Les poutres principales : (sens porteur)

✓ La hauteur h_t : la hauteur h_t est donnée par :

$$L_{\text{max}} = 500 = 500 \text{ cm}$$

$$\frac{500}{15} \leq h_t \leq \frac{500}{10}$$

$$33.33 \leq h_t \leq 50 \text{ cm}$$

Nous prenons : ➡ h_t = 40 cm

✓ La largeur b :

$$0,3 h_t \leq b \leq 0,8 h_t \quad \Leftrightarrow \quad 12 \leq b \leq 32$$

Nous prenons :

$$h_t = 30 \text{ cm}$$

✓ **Vérification des exigences du RPA 99 Version 2003 (Art 7-4-1) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h_t = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 < 4 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

b) Les poutres secondaires : (sens non porteur)

✓ **La hauteur h_t :**

$$L_{\max} = 380 = 380 \text{ cm}$$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec : L_{\max} : longueur libre entre nus d'appuis ;

h_t : hauteur totale de la poutre ;

$$\frac{380}{15} \leq h_t \leq \frac{380}{10} \Rightarrow 25.3 \leq h_t \leq 38 \text{ cm}$$

Nous prenons :

$$h_t = 35 \text{ cm}$$

✓ **La largeur b :**

$$0,3 h_t \leq b \leq 0,8 h_t \Leftrightarrow 10.5 \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

Nous prenons :

$$h_t = 30 \text{ cm}$$

✓ **Vérification des exigences du RPA 99 Version 2003 (Art 7-4-1) :**

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$$

$$h_t = 30 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

$$\frac{h_t}{b} = \frac{30}{30} = 1 < 4$$

II.3.3) Les poteaux :

Le calcul de la section du béton se fera au flambement sous l'action de la compression centrée. Les règles du CBA93 préconisent de prendre la section réduite (en enlevant une bande de largeur de «1cm» sur toute la périphérie de la section droite) afin de tenir compte de la ségrégation du béton.

a) Principe :

Le pré dimensionnement se fait en considérant le poteau le plus sollicité à la compression simple Centré ; par un calcul basé sur la descente des charges.

On mènera le calcul à ELU et les vérifications selon RPA 99 version 2003.

✓ $B_r = (b - 2)(h - 2) \rightarrow$ section rectangulaire.

✓ $B_r = \pi (D - 2)^2 / 4 \rightarrow$ section circulaire.

- $D = \sqrt{\frac{B_r \times 4}{\pi}} + 2$
- $B = \frac{\pi \times D^2}{4}$

- les dimensions de la section transversale des poteaux en zone III doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20$
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$

• **Dimensionnement selon BAEL 91 :**

➤ **La formule générale :**

$$B_r \geq \frac{k \times \beta \times Nu}{\frac{\theta \times f_{bu}}{0,9} + \frac{0,85 f_{ed}}{100}} \quad \text{Avec : } \begin{cases} K = 1 \\ \theta = 1 \end{cases}$$

Tel que :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_c 28}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

- $B_r = (a - 0.02)(b - 0.02)$: section réduite obtenue en retirant 1 cm d'épaisseur du béton sur toute la périphérie du poteau

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

L_f : Longueur de flambement.

i : rayon de giration.

$$- i = \frac{b}{\sqrt{12}} \quad I = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad (\text{poteau carré}).$$

$$- i = 4 \frac{L_f}{h} \quad L = D \quad (\text{poteau circulaire}).$$

Pour que toutes les armatures participent à la résistance, on prendra : $\lambda=35$

D'où :

$$- \beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1.2$$

- N_u : Effort normal ultime sollicitant le poteau

-D'après le BAEL 99 N_u doit respecter la condition ci –après :

$$N_u \leq \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Connaissant le pourcentage minimal des armatures longitudinales donné dans l'article 7.4.2.1 du RPA99/V2003 on pourra déterminer la section minimale réduite du béton :

$$B_r \leq 0.64 N_u$$

NB : le dimensionnement se fera pour les poteaux les plus sollicités

II.4 Evaluation des charges et surcharges:

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient au niveau de chaque plancher jusqu'à la fondation. Les différentes charges et surcharges existantes sont :

- ❖ Les charges permanentes (**G**).
- ❖ Les surcharges d'exploitation (**Q**).

II.4.1. Plancher terrasse :

La terrasse est inaccessible. Son plancher est réalisé en corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales. (**Fig. II.1**).

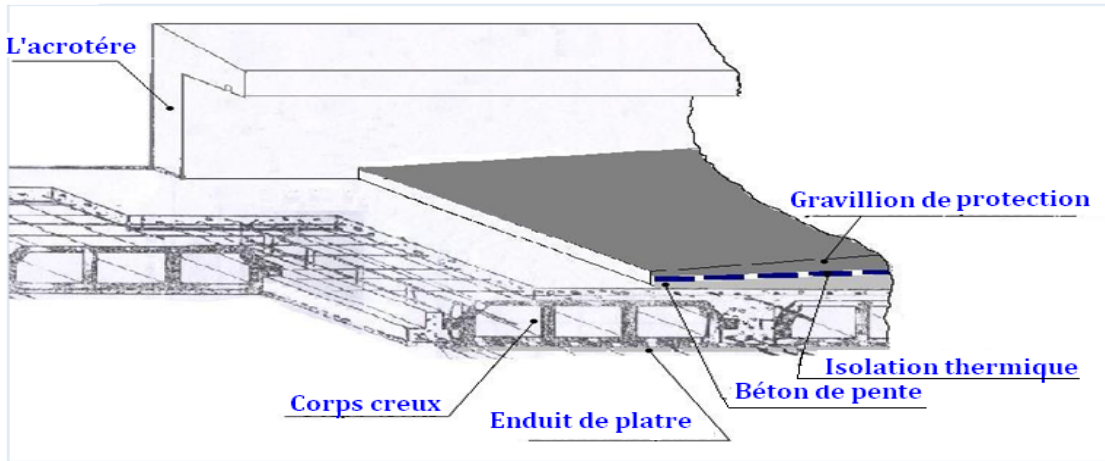


Figure. II.13. Plancher terrasse (corps creux).

Tableaux II.1. Charge permanente du plancher terrasse.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique KN/m ³	Poids surfacique KN/m ²
Protection en gravillon	5	17	0.85
Etanchéité multicouche	/	/	0.12
Forme de pente	10	22	2.20
Isolation thermique	4	4	0.16
Dalle de compression + corps creux	16+4	/	2.80
Enduit plâtre	2	10	0.20
			6.33

$$G = 6.33 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$$

II.4.2. Planchers des étages courants :

Comme précisé précédemment, les planchers des étages courants sont en corps creux. La figure II.2 montre en détail les différents matériaux constituant ces planchers.

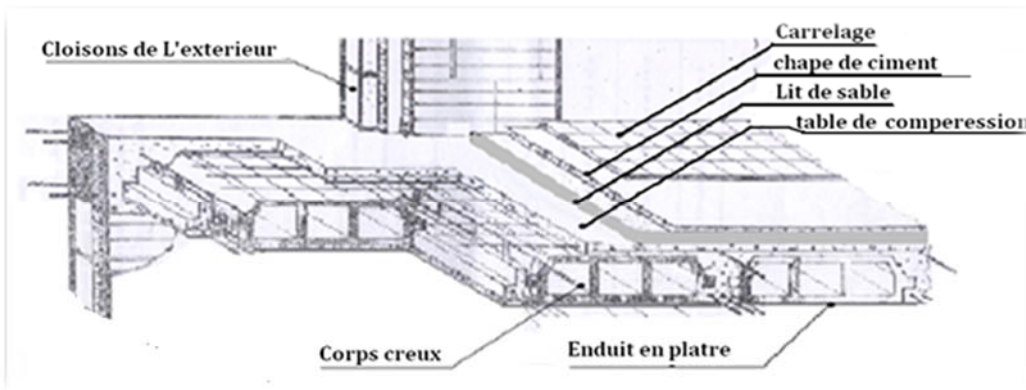


Figure. II.14. Composition du plancher d'étage courant.

Tableaux II.2. Charge permanente du plancher d'étage courant.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique KN/m ³	Poids surfacique KN/m ²
Carrelage	2	22	0.40
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0.36
Dalle de compression + corps creux	16+4	14	2.80
Enduit plâtre	2	10	0.20
Cloison de distribution	10	9	0.90
			5.06

$$G = 5.06 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$$

II. 4.3. Charges et surcharges au niveau des balcons .

Tableaux II.3. Charges et surcharges du balcon.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique KN/m ³	Poids surfacique KN/m ²
Carrelage	2	20	0.40
Mortier de pose	2	20	0.40
Couche de sable	2	18	0.36
Dalle en béton armé	15	25	3.75
Enduit en plâtre	2	25	0.2
			5.31

$$G = 5.31 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.50 \text{ KN/m}^2$$

II.4.4. Cloison extérieure :



Figure. II.15. remplissage en double paroi.

Tableaux II.4. Charger revenant au double cloison.

Elément	Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique KN/m ³	Poids surfacique KN/m ²
1	Revêtement extérieur	2	20	0.4
2	Brique creux extérieur	10	9	0.9
3	L'âme d'air	5	0	0
4	Brique creux intérieur	10	9	0.9
5	Enduit de plâtre	2	10	0.2
				2.4

$$G = 2,4 \text{ KN/m}^2$$

II.4.5. Charges et surcharges au niveau des escaliers.

❖ Bloc A :

a) Palier :

Tableaux II.5. Charges et surcharges au niveau du palier (Bloc A).

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique KN/m ³	Poids surfacique KN/m ²
Carrelage	2	20	0.40
Mortier de pose	1.5	20	0.30
Dalle en BA	15	25	3.75
Enduit de ciment	2	10	0.20
Chape de ciment	2	20	0.4
			5.05

$$G = 5.05 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$$

b) Paillasse

b -1) type 01 :

Tableaux II.6. Charges et surcharges au niveau du paillasse type 01 (Bloc A).

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique KN/m ³	Poids surfacique KN/m ²
Carrelage	2	20	0.40
Mortier de pose	1.5	20	0.30
Marche	h=17/2	22	1.87
Paillasse	20/cos α	25	4.53
Enduit de plâtre	2	10	0.20
Gardes corps	/	/	0.90
			8.2

$$G = 8.2 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$$

b -2) type 02 :

Tableaux II.7. Charges et surcharges au niveau du paillasse type 02 (Bloc A).

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique KN/m ³	Poids surfacique KN/m ²
Carrelage	2	20	0.40
Mortier de pose	1.5	20	0.30
Marche	h=17/2	22	1.87
Paillasse	15/cos α	25	4.44
Enduit de plâtre	2	10	0.20
Gardes corps	/	/	0.90
			8.11

$$G = 8.11 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$$

❖ **Bloc B :**

b -1) type 01 :

a) Palier :

Tableaux II.8. Charges et surcharges au niveau du palier type 01 (Bloc B).

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique KN/m ³	Poids surfacique KN/m ²
Carrelage	2	20	0.40
Mortier de pose	1.5	20	0.30
Dalle en BA	20	25	3.75
Enduit de ciment	2	10	0.20
Chape de ciment	2	20	0.4
			6.30

$$G = 6.30 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$$

b) Paillasse

Tableaux II.9. Charges et surcharges au niveau du paillasse type 01 (Bloc B).

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique KN/m ³	Poids surfacique KN/m ²
Carrelage	2	20	0.40
Mortier de pose	1.5	20	0.30
Marche	h=17/2	22	1.87
Paillasse	20/cos α	25	5.93
Enduit de plâtre	2	10	0.20
Gardes corps	/	/	0.90
			9.60

$$G = 9.60 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$$

Type 02 :

a) Palier :

Tableaux II.10. Charges et surcharges au niveau du palier type 02 (Bloc B).

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique KN/m ³	Poids surfacique KN/m ²
Carrelage	2	20	0.40
Mortier de pose	1.5	20	0.30
Dalle en BA	15	25	3.75
Enduit de ciment	2	10	0.20
Chape de ciment	2	20	0.4
			5.05

$$G = 5.05 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$$

b) Paillasse

Tableaux II.11. Charges et surcharges au niveau du paillasse Type 02 (Bloc B).

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique KN/m ³	Poids surfacique KN/m ²
Carrelage	2	20	0.40
Mortier de pose	1.5	20	0.30
Marche	h=17/2	22	1.87
Paillasse	15/cos α	25	4.53
Enduit de plâtre	2	10	0.20
Gardes corps	/	/	0.90
			8.2

$$G = 8.2 \text{ KN/m}^2 \text{ b}$$

$$Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$$

✓ Loi de dégression des surcharges en fonction du nombre d'étages:

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Pour les bâtiments à usage d'habitation, cette loi de dégression s'applique entièrement sur tous leurs niveaux.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression de surcharges est de **5**, ce qui est le cas de notre structure.

$$\sum_0 = Q_0$$

$$\sum_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\sum_2 = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$$

$$\sum_3 = Q_0 + 0,9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\sum_n = Q_0 + [(3+n) / 2n] \cdot \sum_{i=1}^n Q_i \text{ pour } n \geq 5$$

Tableaux II.12. Coefficients de dégression de surcharges

Niveaux	terrasse	5	4	3	2	1	RDC
Coefficient	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75

Tableaux II.13. Surcharges cumulé.

Niveau des planchers	Charge d'exploitation	Σ charge d'exploitation
terrasse	Q_0	$\Sigma_0=Q_0$
5	Q_1	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$
4	Q_2	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$
3	Q_3	$\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$
2	Q_4	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$
1	Q_5	$\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$
RDC	Q_6	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$

- Calcul de la surface d'influence pour le poteau le plus sollicité :

❖ BLOC A :

- ✓ Poteau central (poteaux plus sollicitée) :

La surface revenant aux poteaux centraux est :

- Surface d'influence du poteau central

$$S=4.55 \times 3.8=17.29 \text{ m}^2$$

- La surface majorée

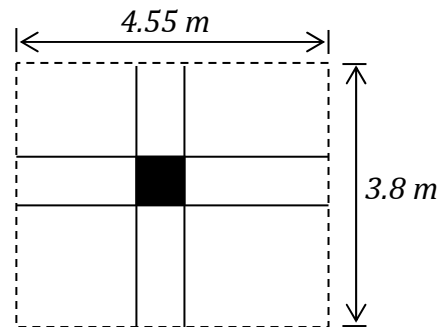
$$S'=17.29 \times 1.1=19.02 \text{ m}^2$$

- La charge permanente majorée

$$G'=1.1 \times G$$

- Le poids propre de poteau central

$$N_G=S' * G'$$



☞ Charge permanent (poteau central)

Tableaux II.14. Charge permanent (poteau central).

niveaux	G (KN/m ²)	G' _{majorée} (KN/m ²)	S (m ²)	S' _{majorée} (m ²)	N _G (KN)	N _G cumulée (KN)
Terrasse	6,33	6,963	17,29	19,02	132,43626	132,43626
5	5,06	5,566	17,29	19,02	105,86532	238,30158
4	5,06	5,566	17,29	19,02	105,86532	344,1669
3	5,06	5,566	17,29	19,02	105,86532	450,03222
2	5,06	5,566	17,29	19,02	105,86532	555,89754

1	5,06	5,566	17,29	19,02	105,86532	661,76286
RDC	5,06	5,566	17,29	19,02	105,86532	767,62818

☞ **Surcharges cumulées (poteau central)****Tableaux II.15. Surcharge cumulé (poteau central).**

niveaux	S'(m ²)	∑ charge d'exploitation	NQ (KN)
terrasse	19,02	1	19,02
5	19,02	2,5	47,55
4	19,02	3,85	73,227
3	19,02	5,05	96,051
2	19,02	6,1	116,022
1	16,02	7	112,14
RDC	19,02	9,625	183,0675

✓ **Poteau d'angle:**

- **La charge permanente majorée**

$$G' = 1.1 \times G$$

- **Le poids propre de poteau d'angle :**

$$N_G = S * G'$$

☞ **Charge permanent (poteau central)****Tableaux II.16. Charge permanent (poteau central).**

niveaux	G plancher (KN/m ²)	G' plancher majeure (KN/m ²)	S plancher (m ²)	G balcon (KN/m ²)	G' balcon majeure (KN/m ²)	S balcon (m ²)	N _G balcon (KN)	N _G plancher (KN)	N _G total (KN)	N _G cumuler (KN)
terrasse	6,33	6,963	5,8	0	0	0	0	40,3854	40,3854	40,3854
5	5,06	5,566	4,1	5,31	5,841	1,7	9,9297	22,8206	32,7503	73,1357
4	5,06	5,566	4,1	5,31	5,841	1,7	9,9297	22,8206	32,7503	105,886
3	5,06	5,566	4,1	5,31	5,841	1,7	9,9297	22,8206	32,7503	138,6363
2	5,06	5,566	4,1	5,31	5,841	1,7	9,9297	22,8206	32,7503	171,3866
1	5,06	5,566	4,1	5,31	5,841	1,7	9,9297	22,8206	32,7503	204,1369
RDC	5,06	5,566	4,1	0	0	0	0	22,8206	22,8206	226,9575

☞ Surcharges cumulées (poteau central)

Tableaux II.17. Surcharge cumulé (poteau central).

niveaux	Q plancher (KN/m ²)	S plancher (m ²)	Q balcon (KN/m ²)	S balcon (m ²)	N _Q plancher (KN)	N _Q balcon (KN)	N _Q total (KN)	N _Q cumuler (KN)
terrasse	1	5,8	0	0	5,8	0	5,8	5,8
5	1,5	4,1	3,5	1,7	6,15	5,95	12,1	17,9
4	1,5	4,1	3,5	1,7	6,15	5,95	12,1	40,89
3	1,5	4,1	3,5	1,7	6,15	5,95	12,1	38,47
2	1,5	4,1	3,5	1,7	6,15	5,95	12,1	46,94
1	1,5	4,1	3,5	1,7	6,15	5,95	12,1	54,2
RDC	4	4,1	3,5	0	16,4	0	16,4	63,475

les résultats du calcul sont groupés dans les tableaux suivants :

✓ **Poteaux centraux**

✓ **Tableaux II.18. Les sections des poteaux centraux.**

niveau	N _G cumuler (KN)	N _Q cumuler (KN)	N _u (KN)	N _s (KN)	Br=0,64×N _u (m)	√Br (cm ²)	A (cm)	A×B (cm ²)	v≤0,3
terrasse	132,43626	19,02	207,318951	151,45626	132,6841286	11,5188597	13,5188597	/	Cv
5	238,30158	47,55	393,032133	285,85158	251,5405651	15,8600304	17,8600304	30×30	CV
4	344,1669	73,227	574,465815	417,3939	367,6581216	19,1744132	21,1744132	30×30	CV
3	450,03222	96,051	751,619997	546,08322	481,0367981	21,9325511	23,9325511	35×35	CV
2	555,89754	116,022	924,494679	671,91954	591,6765946	24,3244033	26,3244033	35×35	CV
1	661,76286	112,14	1061,58986	773,90286	679,417511	26,0656385	28,0656385	40×40	CV
RDC	767,62818	183,0675	1310,89929	950,69568	838,9755475	28,9650746	30,9650746	40×40	CV

• **Poteau d'angle**

Tableaux II.19. Les sections des poteaux d'angle.

niveau	N _G cumuler (KN)	N _Q cumuler (KN)	N _u (KN)	N _s (KN)	Br=0,64×N _u (m)	√Br (cm ²)	A (cm)	A×B (cm ²)	v≤0,3
terrasse	40,3854	5,8	63,22029	46,1854	40,4609856	6,36089503	8,36089503	/	Cv
5	73,1357	17,9	125,583195	91,0357	80,3732448	8,96511265	10,9651126	30×30	CV
4	105,886	40,89	204,2811	146,776	130,739904	11,4341552	13,4341552	30×30	CV
3	138,6363	38,47	244,864005	177,1063	156,7129632	12,5185048	14,5185048	35×35	CV

2	171,1866	46,94	301,51191	218,1266	192,9676224	13,8912786	15,8912786	35×35	CV
1	204,1369	54,2	356,884815	258,3369	228,4062816	15,1131162	17,1131162	40×40	CV
RDC	226,9575	63,475	401,605125	290,4325	257,02728	16,0320704	18,0320704	40×40	CV

☞ **Commentaire :**

Il est évident les calculs relatifs aux poteaux de rive et d'angle ont conduit à des sections transversales inférieures à celles déterminées pour le poteau central (le plus sollicité), mais pour des raisons pratiques et afin de créer une homogénéité architecturale, on opte les mêmes sections pour tous les poteaux (sections de poteau central).

➤ **Vérification spécifique :**

$$V = \frac{N_s}{B f_{c28}} \leq 0,3 \quad B : \text{section brute considérée (art 7.4.3.1 RPA99/V2003)}$$

• **Exemple de calcul :**

Pour le poteau RDC

$$V = 950,69568 \times 10^3 / (400 \times 400 \times 25) \leq 0,3 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

On refait le même calcul pour tous les niveaux.

➤ **Vérification au flambement :**

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés (de façon excentré ou non) des structures, lorsque les éléments sont élancés, la vérification consiste à calculer l'élancement $\langle \lambda \rangle$ qui doit satisfaire l'inégalité suivante :

Le calcul du poteau au flambement consiste à vérifier la condition suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \quad (\text{BAEL 91 modifié 99 page 110})$$

Avec : λ : élancement du poteau.

L_f : longueur de flambement $L_f = 0,7 L_0$

L_0 : distance entre les faces supérieures de deux planchers consécutifs

i : rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d'inertie.

Avec : $I = \frac{ab^3}{12}$

$B = a.b =$ Section transversale du poteau.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{ab^3}{12}}}{\sqrt{\frac{12}{ab}}} = \frac{0.7 L_0 \sqrt{12}}{b}$$

-Poteaux de RDC, 1^{er} étage : (40x40) cm², L₀= 3.68m ⇒ λ = 22.31 < 35.....**Vérifié.**

-Poteaux de 2^{ème}, 3^{ème} étage : (35x35) cm², L₀= 2.66m ⇒ λ = 18.42 < 35.....**Vérifié**

-Poteaux, 4^{ème}, 5^{ème} étages (30x30) cm², L₀ = 2.66m ⇒ λ = 21.50 < 35.....**Vérifié.**

La condition de non flambement des poteaux est vérifiée.

☞ **Conclusion :**

Tous les poteaux ont un élancement inférieur à 35, donc pas de risque de flambement.

➤ **Vérification des sections selon RPA 99 (Art 7.4.1)**

Tableaux II.20. Vérification des sections selon RPA 99 (Art 7.4.1).

Poteaux	Conditions exigées par RPA99/V2003	Valeurs calculées	Observation
30x30	Min (b ₁ ,h ₁) ≥ 30	Min (b ₁ ,h ₁) = 30	Condition vérifiée
	Min (b ₁ ,h ₁) ≥ (h _e /20)	(h _e /20)= 13.3	Condition vérifiée
	1/4 < b ₁ /h ₁ < 4	(b ₁ / h ₁) = 1	Condition vérifiée
35x35	Min (b ₁ ,h ₁) ≥ 30	Min (b ₁ ,h ₁) = 35	Condition vérifiée
	Min (b ₁ ,h ₁) ≥ (h _e /20)	(h _e /20)= 13.3	Condition vérifiée
	1/4 < b ₁ /h ₁ < 4	(b ₁ / h ₁) = 1	Condition vérifiée
40x40	Min (b ₁ ,h ₁) ≥ 30	Min (b ₁ ,h ₁) = 40	Condition vérifiée
	Min (b ₁ ,h ₁) ≥ (h _e /20)	(h _e /20)= 18.4	Condition vérifiée
	1/4 < b ₁ /h ₁ < 4	(b ₁ / h ₁) = 1	Condition vérifiée

❖ **BLOC B :**

✓ **Poteau central (poteaux plus sollicitée) :**

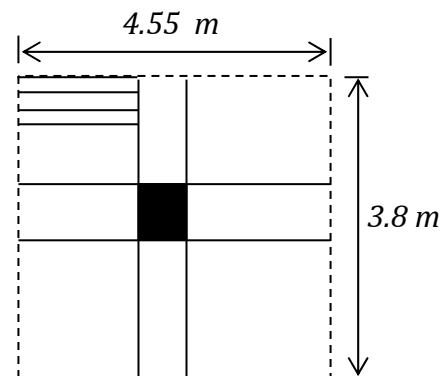
La surface revenant aux poteaux centraux est :

- **Surface d'influence du poteau central**

S=4.55x3.8=17.29m²

- **La surface majorée**

S'=17.29x1.1=19.02m²



- La charge permanente majorée

$$G' = 1.1 \times G$$

- Le poids propre de poteau central

$$N_G = S' * G'$$

☞ Charge permanent de plancher à chaque niveau :

Tableaux II.21. Charge permanent de plancher à chaque niveau.

niveaux	G _{plancher} (KN/m ²)	G' _{plancher} (KN/m ²)	S _{plancher} (m ²)	S' _{plancher} (m ²)	N _G plancher (KN)
terrasse	6,33	6,963	17,29	19,019	132,429297
5	5,06	5,566	16,32	17,952	99,920832
4	5,06	5,566	16,32	17,952	99,920832
3	5,06	5,566	16,32	17,952	99,920832
2	5,06	5,566	16,32	17,952	99,920832
1	5,06	5,566	16,32	17,952	99,920832
RDC	5,06	5,566	16,38	18,018	100,288188

☞ Charge permanent de la palliase à chaque niveau :

Tableaux II.22. Charge permanent de la palliase à chaque niveau.

niveaux	G _{palliase} (KN/m ²)	G' _{palliase} (KN/m ²)	S _{palliase} (m ²)	S' _{palliase} (m ²)	N _G palliase (KN)
terrasse		0		0	0
5	9,6	10,56	0,39	0,429	4,53024
4	9,6	10,56	0,39	0,429	4,53024
3	9,6	10,56	0,39	0,429	4,53024
2	9,6	10,56	0,39	0,429	4,53024
1	9,6	10,56	0,39	0,429	4,53024
RDC	8,2	9,02	0,39	0,429	3,86958

☞ Charge permanent de pallier à chaque niveau :

Tableaux II.23. Charge permanent de pallier à chaque niveau.

niveaux	G _{pallier} (KN/m ²)	G' _{pallier} (KN/m ²)	S _{pallier} (m ²)	S' _{pallier} (m ²)	N _G pallier (KN)
terrasse		0		0	0
5	6,3	6,93	0,52	0,572	3,96396
4	6,3	6,93	0,52	0,572	3,96396
3	6,3	6,93	0,52	0,572	3,96396
2	6,3	6,93	0,52	0,572	3,96396
1	6,3	6,93	0,52	0,572	3,96396
RDC	5,05	5,555	0,57	0,627	3,482985

☞ Charge permanent total (poteau central)

Tableaux II.24. Charge permanent total (poteau central).

niveaux	N_G plancher (KN)	N_G palliase (KN)	N_G palier (KN)	N_G totale (KN)	N_G total cumuler (KN)
terrasse	132,429297	0	0	132,429297	132,429297
5	99,920832	4,53024	3,96396	108,415032	240,844329
4	99,920832	4,53024	3,96396	108,415032	349,259361
3	99,920832	4,53024	3,96396	108,415032	457,674393
2	99,902832	4,53024	3,96396	108,397032	566,071425
1	99,920832	4,53024	3,96396	108,415032	674,486457
RDC	100,288188	3,86958	3,482985	107,640753	782,12721

☞ Surcharges cumulées (poteau central)

Tableaux II.25. Surcharges cumulées (poteau central).

niveaux	Q plancher (KN/m ²)	S' plancher (KN/m ²)	Q escalier (KN/m ²)	S escalier (m ²)	S' escalier (m ²)	N_Q plancher (KN)	N_Q escalier (KN)	N_Q total	ΣQ (KN)
terrasse	1	19,02				19,02		19,02	19,02
5	1,5	17,952	2,5	0,91	1,001	26,928	2,5025	29,4305	48,4505
4	1,5	17,952	2,5	0,91	1,001	26,928	2,5025	29,4305	74,93795
3	1,5	17,952	2,5	0,91	1,001	26,928	2,5025	29,4305	98,48235
2	1,5	17,952	2,5	0,91	1,001	26,928	2,5025	29,4305	119,0837
1	1,5	17,952	2,5	0,91	1,001	26,928	2,5025	29,4305	136,742
RDC	4	18,018	2,5	0,96	1,056	72,072	2,64	74,712	185,418375

✓ Poteau d'angle:

- Le poids propre à chaque niveau :
- La charge permanente majorée

$$G' = 1,1 \times G$$

- Le poids propre de poteau central

$$N_G = S * G'$$

☞ Charge permanent (poteau d'angle) :

Tableaux II.26. Charge permanent (poteau d'angle).

niveaux	G plancher (KN/m ²)	G' plancher majeure (KN/m ²)	S plancher (m ²)	G balcon (KN/m ²)	G balcon majeure (KN/m ²)	S balcon (m ²)	N _G balcon (KN)	N _G plancher (KN)	N _G total (KN)	N _G cumuler (KN)
terrasse	6,33	6,963	9,74	0	0	0	0	67,81962	67,81962	67,81962
5	5,06	5,566	4,07	5,31	5,841	6,42	37,49922	22,65362	60,15284	127,97246
4	5,06	5,566	4,07	5,31	5,841	6,42	37,49922	22,65362	60,15284	188,1253
3	5,06	5,566	4,07	5,31	5,841	6,42	37,49922	22,65362	60,15284	248,27814
2	5,06	5,566	4,07	5,31	5,841	6,42	37,49922	22,65362	60,15284	308,43098
1	5,06	5,566	4,07	5,31	5,841	6,42	37,49922	22,65362	60,15284	368,58382
RDC	5,06	5,566	4,09	0	0	0	0	22,76494	22,76494	391,34876

☞ Surcharges cumulées (poteau d'angle circulaire) :

Tableaux II.27. Surcharges cumulées (poteau circulaire).

niveaux	Q plancher (KN/m ²)	S plancher (m ²)	Q balcon (KN/m ²)	S balcon (m ²)	N _Q plancher (KN)	N _Q balcon (KN)	N _Q total (KN)	N _Q cumuler (KN)
terrasse	1	10,49	0	0	10,49	0	10,49	10,49
5	1,5	4,07	3,5	6,42	6,105	22,47	28,575	39,065
4	1,5	4,07	3,5	6,42	6,105	22,47	28,575	64,7825
3	1,5	4,07	3,5	6,42	6,105	22,47	28,575	87,6425
2	1,5	4,07	3,5	6,42	6,105	22,47	28,575	107,645
1	1,5	4,07	3,5	6,42	6,105	22,47	28,575	124,79
RDC	4	3,42	3,5	0	13,68	0	13,68	127,90625

les résultats du calcul sont groupés dans les tableaux suivants

✓ **Poteaux centraux**

Tableaux II.28. La section du poteau central carrée.

niveaux	N_G cumuler (KN)	N_Q cumuler (KN)	N_u (KN)	N_s (KN)	$Br=0,64 \times N_u$ (cm)	\sqrt{Br} (cm ²)	A calculer (cm)	$A \times B$ (cm ²)	$v \leq 0,3$
terrasse	132,429297	19,02	207,309551	151,449297	132,6781126	11,5185986	13,51859855	/	Cv
5	240,844329	48,4505	397,815594	289,294829	254,6019802	15,9562521	17,95625207	30×30	CV
4	349,259361	74,93795	583,907062	424,197311	373,7005197	19,3313352	21,33133518	30×30	CV
3	457,674393	98,48235	765,583956	556,156743	489,9737318	22,1353503	24,13535028	35×35	CV
2	566,071425	119,0837	942,821974	685,155125	603,4060634	24,564325	26,56432501	35×35	CV
1	674,486457	136,742	1115,66972	811,228457	714,0286208	26,721314	28,72131398	40×40	CV
RDC	782,12721	185,418375	1333,9993	967,545585	853,759552	29,2191641	31,21916412	40×40	CV

✓ **Poteau d'angle**

Tableaux II.29. Détermination de la section du poteau circulaire de chaque niveau.

niveaux	N_G cumuler (KN)	N_G cumuler (KN)	N_u (KN)	N_s (KN)	Br (m)	D calculer (m)	D (m)	$v \leq 0,3$
terrasse	67,81962	10,49	107,29149	78,30962	68,666552	11,3527169	/	Cv
5	127,97246	39,065	231,360321	167,03746	148,07061	15,7340808	35	CV
4	188,1253	64,7825	351,142905	252,9078	224,73146	18,9198733	35	CV
3	248,27814	87,6425	466,639239	335,92064	298,64911	21,5049924	35	CV
2	308,43098	107,645	577,849323	416,07598	369,82357	23,7051336	35	CV
1	368,58382	124,79	684,773157	493,37382	438,25482	25,6280849	35	CV
RDC	391,34876	127,90625	720,180201	519,25501	460,91533	26,231246	35	CV

☞ **Commentaire :**

Il est évident les calculs relatifs aux poteaux de rive et d'angle ont conduit à des sections transversales inférieures à celles déterminées pour le poteau central (le plus sollicité), mais pour des raisons pratiques et afin de créer une homogénéité architecturale, on opte les mêmes sections pour les tous les poteaux (sections de poteau central).

➤ **Vérification spécifique :**

$$V = \frac{N_s}{B f_{c28}} \leq 0,3 \quad B : \text{section brute considérée (art 7.4.3.1 RPA99/V2003).}$$

✓ **Exemple de calcul :**

Pour le poteau RDC

$$V=964,262245 \times 10^3 / (400 \times 400 \times 25) \leq 0.3 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

On refait le même calcul pour tous les niveaux.

➤ **Vérification au flambement :**

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés (de façon excentré ou non) des structures, lorsque les éléments sont élancés, la vérification consiste à calculer l'élancement $\langle \lambda \rangle$ qui doit satisfaire l'inégalité suivante :

Le calcul du poteau au flambement consiste à vérifier la condition suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \quad (\text{BAEL 91 modifié 99 page 110})$$

Avec : λ : élancement du poteau.

L_f : longueur de flambement $L_f = 0.7 L_0$

L_0 : distance entre les faces supérieures de deux planchers consécutifs

i : rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d'inertie.

Avec : $I = \frac{ab^3}{12}$

$B = a.b$ = Section transversale du poteau.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{ab^3}{12}}} = \frac{0.7 L_0 \sqrt{12}}{b}$$

-Poteaux de RDC, 1^{er} étage : (40x40) cm², $L_0 = 3.68\text{m} \Rightarrow \lambda = 22.31 < 35 \dots \dots$ **Vérifié.**

-Poteaux de 2^{ème}, 3^{ème} étage : (35x35) cm², $L_0 = 2.66\text{m} \Rightarrow \lambda = 18.42 < 35 \dots \dots$ **Vérifié**

-Poteaux, 4^{ème}, 5^{ème} étages (30x30) cm², $L_0 = 2.66\text{m} \Rightarrow \lambda = 21.50 < 35 \dots \dots$ **Vérifié.**

La condition de non flambement des poteaux est vérifiée.

☞ **Conclusion :**

Tous les poteaux ont un élancement inférieur à 35, donc pas de risque de flambement.

➤ **Vérification des sections selon RPA 99 (Art 7.4.1)****Tableaux II.30. Vérification des sections selon RPA 99 (Art 7.4.1).**

Poteaux	Conditions exigées par RPA99/V2003	Valeurs calculées	Observation
30x30	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30$	$\text{Min}(b_1, h_1) = 30$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq (h_e/20)$	$(h_e/20) = 13.3$	Condition vérifiée
	$1/4 < b_1/h_1 < 4$	$(b_1/h_1) = 1$	Condition vérifiée
35x35	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30$	$\text{Min}(b_1, h_1) = 35$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq (h_e/20)$	$(h_e/20) = 13.3$	Condition vérifiée
	$1/4 < b_1/h_1 < 4$	$(b_1/h_1) = 1$	Condition vérifiée
40x40	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30$	$\text{Min}(b_1, h_1) = 40$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq (h_e/20)$	$(h_e/20) = 18.4$	Condition vérifiée
	$1/4 < b_1/h_1 < 4$	$(b_1/h_1) = 1$	Condition vérifiée

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- ❖ Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements.
- ❖ Les éléments secondaires
- ❖ aires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Les éléments secondaires à calculer dans ce chapitre sont : les escaliers, l'acrotère, les planchers à corps creux, et la poutre palière.

III.1. Calcul de l'acrotère :

Notre ouvrage comprend un seul type d'acrotère. L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale. Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS en flexion composée pour une bande de 1m linéaire.

a) Schéma statique :

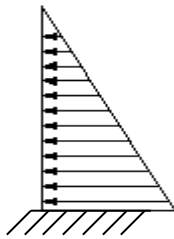


Diagramme des moments
 $M = Q \cdot h$



Diagramme des efforts tranchants $T=Q$

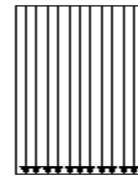


Diagramme des Efforts normaux $N=G$

Figure. III.1. Schéma statique (solllicitation durable)

b) Dimension de l'acrotère :

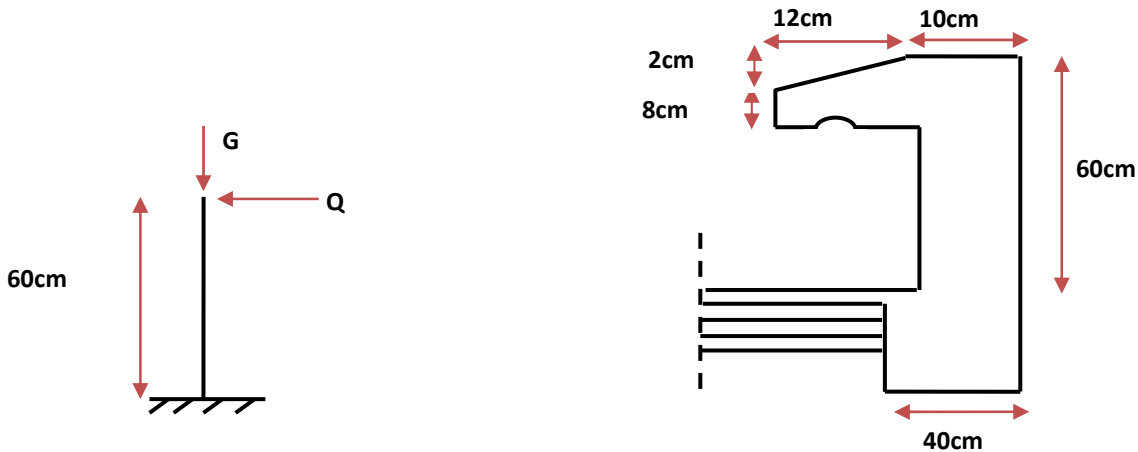


Figure. III.2. Schéma statique de l'acrotère.

c) Détermination des sollicitations:

D'après le **RPA99V2003 (Article 6.2.3)** les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 A C_p W_p.$$

A: Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) *du RPA* suivant la zone sismique (zone IIa) et le groupe d'usage du bâtiment (groupe2) $\Rightarrow A = 0.15$

C_p : facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 dans le tableau (6.1)

C_p = 0,80 (élément en console)

W_p : poids de l'acrotère $W_p = 1.77 \text{ KN/ml}$

D'où : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.77$ donc : $F_p = 0.85 \text{ KN/ml}$

❖ Les charges :

Poids propre de l'acrotère: $G = 1.77 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

Force sismique : $F_p = 0.85 \text{ KN/ml}$

❖ Sollicitations :

G : Crée un effort normal : $N_G = G = 1.77 \text{ KN/ml}$

Crée un Moment : $M_G = 0$

Q : Crée un effort normal : $N_Q = 0 \text{ KN}$

Crée un Moment : $M_Q = Q \times H = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KNm}$

F_p : Crée un effort normal : $N_{F_p} = 0 \text{ KN}$

Crée un Moment : $M_{F_p} = F_p \cdot 2 \cdot h/3 = 0.34 \text{ KNm}$.

c) Combinaison de sollicitation :

- **ELU** : $N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q$
 $M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q$
- **ELS** : $N_{ser} = N_G + N_Q$
 $M_{ser} = M_G + M_Q$
- **Combinaison accidentelle** : $G + 0.75Q + F_p$
 - **ELA** : $N_A = N_G + 0.75N_Q + N_{Fp}$
 $M_A = M_G + 0.75M_Q + M_{Fp}$

Tableaux III.1. Sollicitations dans l'acrotère

Cas	combinaisons	M(KNm)	N(KN)
ELU	1.35G+1.5Q	0.9	2.39
ELS	G+Q	0.6	1.77
ELA	G+0.75Q+ F _p	0.79	2.11

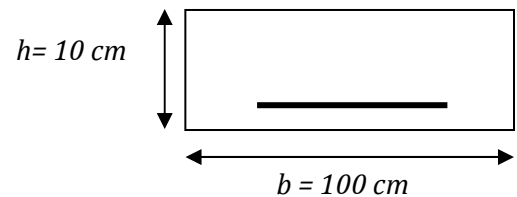
III.1.1. Ferrailage de l'acrotère :

Le travail consiste à étudier une section rectangulaire.

Avec :

$$h = 10 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm}$$

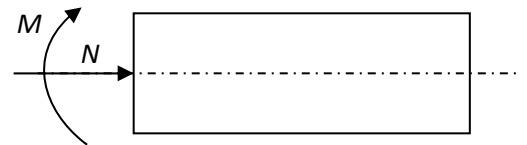
$$d = 8 \text{ cm} \quad d' = 2 \text{ cm}$$

**a) Calcul des armatures à L'E.L.U :**

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e_u = M_u / N_u = 0.9 / 2.39 = 0.38 \text{ m}$$

$$h/2 - d' = 5 - 2 = 3 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad e_u = 38 \text{ cm} > h/2 - d' = 3 \text{ cm}$$



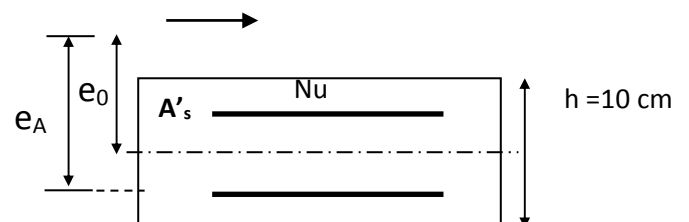
D'où Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal (N) est un effort de compression ($N_u > 0$), donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f puis on se ramène à la flexion composée.

Calcul en flexion simple :

$$e_A = e_0 + (h/2 - d') = 0.38 + (0.1/2 - 0.02) = 0.41$$

$$M_F = N_u \times e_A = 2.39 \times 0.41 = 0.979 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$



$$\mu_{bu} = \frac{M_F}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49 \times f_{c28} - 3050) \times 10^{-4}$$

$$\gamma = \frac{M_F}{M_S}$$

$$Z_b = d(1 - 0.6 \times \mu_{bu})$$

$$A = \frac{M_F}{Z_b \times f_{ed}}$$

Tableaux III.2. Calcul de ferrailage à L'ELU.

M_f (kN.m)	γ	μ_{bu}	μ_{lu}	$\mu_{bu} < \mu_{lu}$	$\mu_{bu} < 0.275$	z_b (m)	A_l (cm ²)
0.979	1.63	0.011	0.38	A'=0 (pas d'armature comprimée)	Méthode simplifiée	0.079	0.356

On adopte : 5HA 12 = 5.65 cm² avec : S_t = 20 cm.

- Les armatures en flexion composée :

$$A' = A'_{fs} = 0 \quad A = A_{fs} - \left(\frac{N_u}{f_{ed}} \right) = 0.356 - \frac{2.39 \times 10}{348} = 0.29 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 (b \cdot d) f_{t28} / f_{ed} \quad , f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 (1 \times 0.08) \times 2.1 / 400 = 0.966 \text{ cm}^2$$

On remarque que : $A_u < A_{\min}$

b) Calcul des armatures à L'E.L.A :

- Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = M_A / N_A = 0.79 / 2.11 = 0.37 \text{ m}$$

$$h/2 - d' = 5 - 2 = 3 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad e_0 = 38 \text{ cm} > h/2 - d' = 3 \text{ cm}$$

D'où Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal (N) est un effort de compression ($N_u > 0$), donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f puis on se ramène à la flexion composée.

- **Calcul en flexion simple :**

$$e_A = e_0 + (h/2 - d') = 0.37 + (0.1/2 - 0.02) = 0.4 \text{ m}$$

$$M_F = N_u \times e_A = 2.39 \times 0.4 = 0.956 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{0.85 \times 1.15} = 21,7 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_F}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49 \times f_{c28} - 3050) \times 10^{-4}$$

$$\gamma = \frac{M_F}{M_S}$$

$$Z_b = d(1 - 0.6 \times \mu_{bu})$$

$$A = \frac{M_F}{Z_b \times f_{ed}}$$

Tableaux III.3. Calcul de ferrailage à L'ELA.

M_F (KN.m)	γ	μ_{bu}	μ_{lu}	$\mu_{bu} < \mu_{lu}$	$\mu_{bu} < 0.275$	z_b (m)	A_l (cm ²)
0.979	1.59	0.007	0.36	$A'=0$ (pas d'armature comprimée)	Méthode simplifiée	0.08	0.343

- **Les armatures en flexion composée :**

$$A' = A'_{fs} = 0 \quad A = A_{fs} - \left(\frac{N_u}{f_{ed}} \right) = 0.343 - \frac{2.39 \times 10}{348} = 0.27 \text{ cm}^2$$

c) Calcul des armatures à L'E.L.S :

On a: $N_{ser} = 1.77 \text{ KN/m}$

$$M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$M_{br} = \frac{1}{2} \alpha_1 \left(1 - \frac{\alpha_1}{3} \right) \times b_0 \times d^2 \times \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\alpha_1 = 15 \overline{\sigma_{bc}} / (15 \overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_s})$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta F_{tj}}\right) \quad \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$M_{rb} > M_{ser} \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_s = \frac{M_{sr}}{b_0 d^2 \overline{\sigma_s}}$$

On applique la méthode simplifiée :

$$Z_{b1} = \frac{15}{16} d \frac{40\mu_s + 1}{54\mu_s + 1}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z_{b1} \times \bar{\sigma}_s}$$

Tableaux III.4. Calcul de ferrailage à L'ELS.

$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	α_1	M_{DR} (KN.m)	μ_s	$M_{rb} > M_{ser}$	Z_{b1} (cm)	A_{ser} (cm ²)
15	201.63	0.53	20.94	0.00046	A ² =0 (la méthode simplifiée)	7.45	0.40

• **Conclusion de ferrailage :**

$$A_s = \text{Max}(A_{ser}; A_u; A_A; A_{min}) = (0.4; 0.29; 0.27; 0.966) = \mathbf{0.996 \text{ cm}^2}$$

On prend : 4HA8 (2.01cm²) avec espacement de 25cm

• **Armature de répartition :**

$$A_r = A_s / 4 = 2.01 / 4 = 0.5 \text{ cm}^2$$

On prend : 4HA8 (2.1cm²) avec espacement S_t=15 cm

III.1.2. Vérifications à l'E.L.U :

• **Vérification de l'effort tranchant :**

Il faut vérifier que $\tau_{u \max} < \bar{\tau}$ tel que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{1.50 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.019 \text{ MPa} \quad \text{Avec } T_u = 1.5 \times Q = 1.50 \text{ kN}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0.15 \times \frac{25}{1.5}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} > \tau_u \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification d'adhérence des barres au cisaillement :**

La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur limite ultime $\tau_{se} < \bar{\tau}_s = \psi_s f_{c28}$

(ψ_s : Coefficient de scellement)

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i}$$

$\psi_s = 1.5$ (acier Fe400, haute adhérence)

τ_{se} : Contrainte d'adhérence

$\bar{\tau}_s$: Contrainte d'adhérence

$\sum u_i = n\pi\phi$: Somme du périmètre utile des barres

n: nombre des barres

ϕ : Diamètre des barres ($\phi = 8\text{mm}$)

$$\tau_s = \frac{1500}{0.9 \times 0.08 \times 4\pi \times (0.008) \times 10^6} = 0.21 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = \psi_s f_{tj} = \psi_s f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_s = 1.5(2.1) = 3.15 \text{MPa}$$

$\tau_s = 0.21 < 3.15 \text{MPa}$ condition vérifier donc Il n'est y a pas de risque d'entraînement des barres

III.1.2. Vérification à l'ELS :

La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

La contrainte dans l'acier : $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{1.77} = 0.34 \text{ m} > 0.03 \text{ m} \quad \text{la section est partiellement comprimée}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = y \times k \quad \text{Avec} \quad k = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$\text{On a : } \frac{b \times y^2}{2} + \eta(A + A') \times y - \eta(A \cdot d + A' \cdot d') = 0 \quad \text{Avec} \quad (A' = 0 \text{ et } \eta = 15)$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta \cdot A (d - y)^2 + \eta \cdot A' (y - d)^2$$

- **Contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = Ky$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$\sigma_{bc} = K \times y$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableaux III.5. Les résultats trouvés de la Vérification à l'ELS.

Mser (KN.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (N/mm ³)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
0.6	2.01	1350.47	1.92	0.0444	0.85	15	C.V

• **Vérification des contraintes maximales dans l'acier :**

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} = \min(267.67 \text{MPa}; 201.63 \text{MPa})$$

$$\overline{\sigma}_s = 201.63 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = \eta \times K \times (d - y) = 15 \times 0.0444 (80 - 19.2) = 40.49 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 40.49 \text{MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{MPa} \quad \text{C.V}$$

III.1.3. Schéma de ferrailage de l'acrotère :

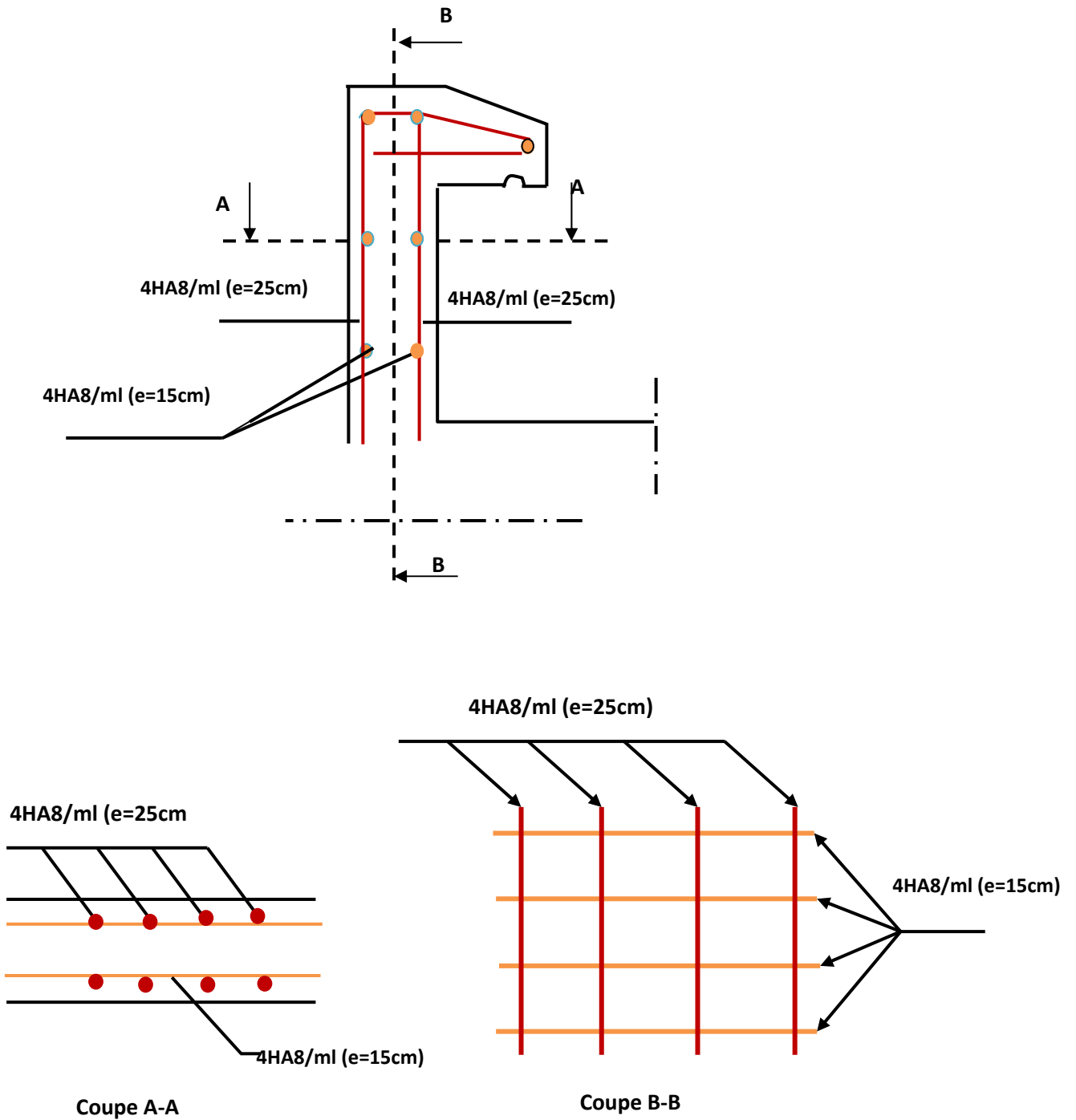


Figure III.3. Schémas de ferrailage de l'acrotère.

III.2. Calcul des balcons :

Le balcon est assimilé à une console en béton armé, encadré à son extrémité de portée 1.3m

son épaisseur et donnée par : $e_p = \frac{1}{10} = \frac{135}{10} = 13.5\text{cm}$

On prend : $e_p = 15\text{cm}$

III.2.2. Les charge:**a) Evaluation des charges :**

- Epaisseur de la dalle. $e = 15\text{ cm}$
- Les balcons sont sollicités par les actions suivantes :

Charge permanente $G_1 = 5.31\text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation $Q_1 = 3.5\text{ KN/m}^2$

Charge de garde corps $G_2 = 1\text{ KN/m}^2$

Charge du à la main courant $Q_2 = 1\text{ KN/m}^2$

b) calcul des sollicitations :

Le calcul se fera pour une bande de **1m** linéaire.

✓ Combinaison fondamentale

- À l'ELU :

$$q_{ul} = 1.53G_1 + 1.5Q_1 = 12.42\text{KN/ml}$$

$$p_u = 1.53G_2 = 1.35\text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{q_{ul}L^2}{2} + p_uL + Q_u = 14.64\text{ KN.m}$$

$$V_u = q_{ul}L + p_u = 18.12\text{ KN}$$

- À l'ELS :

$$q_{sl} = G_1 + Q_1 = 8.81\text{ KN/ml}$$

$$p_s = G_2 = 1\text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{q_{sl}L^2}{2} + p_sL + Q_s = 10.38\text{ KN.m}$$

$$V_s = q_{sl}L + p_s = 12.89\text{ KN}$$

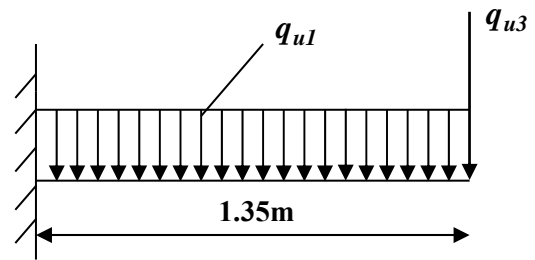


Schéma statique de calcul :

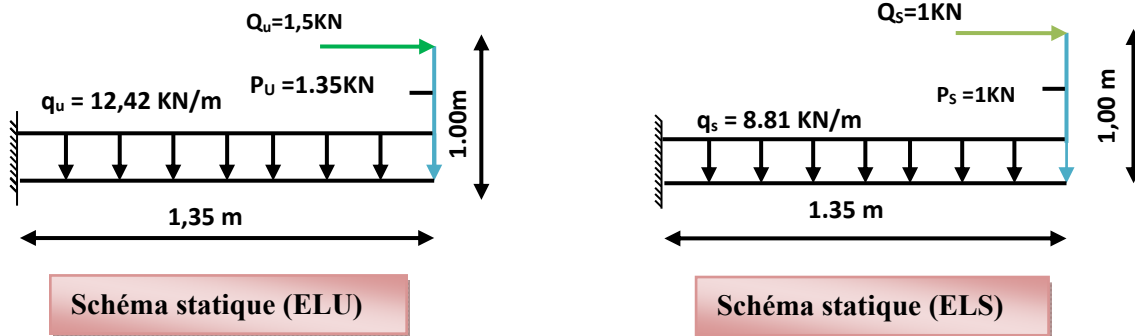
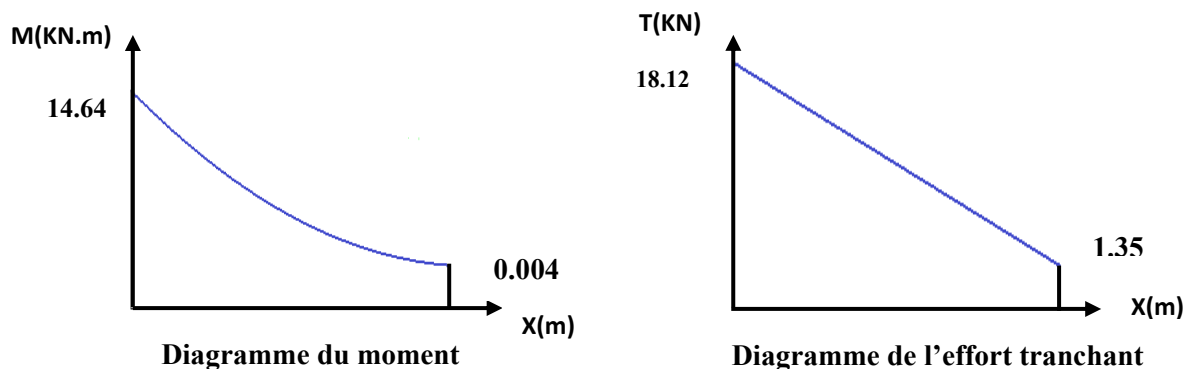


Figure III.4. Schéma statique de calcul des balcons.

- On applique la méthode de RDM on a trouvé les diagrammes de moment et l'effort tranchant suivant :

- **Diagramme des moments et des efforts tranchant :**

➤ **L'ELU :**



✓ **L'ELS :**

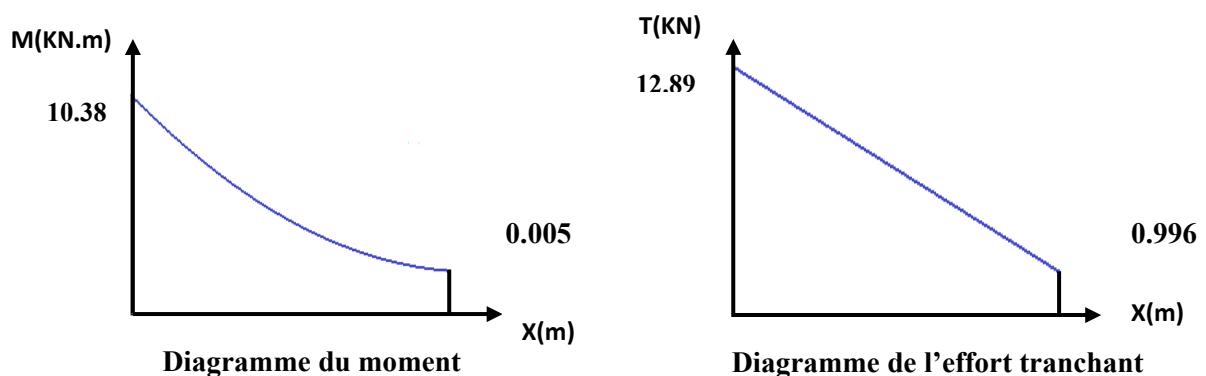


Figure III.5. Diagramme des moments et des efforts tranchant.

III.2.3. Calcul du ferrailage :**a) Calcul des armatures à l'ELU :**✓ **En flexion simple :**

$$b = 1 \text{ m}, \quad h = 15 \text{ cm}, \quad d = 0.9 h = 13.5 \text{ cm}$$

$$M_u = 14.64 \text{ (KN.m)}$$

Tableaux III.6. Calcul des armatures à l'ELU

M_u (kN.m)	γ	μ_{bu}	μ_{lu}	$\mu_{bu} < \mu_{lu}$	$\mu_{bu} < 0.275$	z_b (cm)	A_l (cm ²)
14.64	1.41	0.056	0.302	A'=0 (pas d'armature comprimée)	Méthode simplifiée	13.04	3.22

$$\text{Soit : } 5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad A_u = 3.93 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } S_t = 20 \text{ cm}$$

➤ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_l}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad A_u = 3.93 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } S_t = 25 \text{ cm}$$

➤ **Vérifications :**• **Vérification à l'ELU :**✓ **Condition de non fragilité :**

$$\begin{cases} A_l \geq A_{\min} \\ A_r \geq A_{\min} \end{cases}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} = \frac{0.23 \times 1 \times 0.135 \times 2.1}{400} = 1.63 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_l = 3.93 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{C.V} \\ A_r = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{C.V} \end{cases}$$

✓ **Vérification de disposition d'armature :**✓ **Armature longitudinale :**

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Avec : h : l'épaisseur du balcon = 15 cm

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{C.V}$$

✓ **Armature de répartition :**

$$S_t \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = \min(60 \text{ cm}; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{C.V}$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant : (BAEL, Art A.5.1.2)**

$$V_u = 18.12 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bxd} < \bar{\tau} \quad \text{Avec :}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 2,5 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa} \quad \tau_u = \frac{18.12 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0,134 < 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow$$

Condition vérifiée

✓ **Vérification de l'adhérence d'appui : (Art A 6.1.3 BAEL 91)**

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$V_u^{\max} = 18.12 \text{ KN}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} = \frac{18.12 \times 10^3}{0,9 \times 135 \times 157} = 0,95 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\sum_{i=1}^n U_i = n \pi \varnothing = 5 \times 3.14 \times 1 = 15.7 \text{ cm.}$$

$$\tau_u = 0,95 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

• **Vérification à L'ELS :**✓ **Contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = Ky$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A (d - y)^2 + \eta A' (y - d')^2 \quad \longrightarrow \quad \eta = 15 \quad ; \quad A' = 0$$

$$y = \frac{15 (A_s + A_s'')}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b (d \cdot A_s + d' \cdot A_s'')}{7,5 (A_s + A_s'')^2}} - 1 \right]$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableaux III.7. Les résultats trouvés de la Vérification à l'ELS.

Mser (KN.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (MPa/m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
9.38	4.52	7322.87	3.44	128.09	4.41	15	C.V

Vérification des contraintes maximales dans l'acier :

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta * f_{t28}} \right\} = \min \left\{ 266.67 MPa ; 201,63 MPa \right\} \quad \bar{\sigma}_s = 201.63$$

$$\sigma_s = \eta \cdot K \cdot (d - y) = 15 \times 0,128 \times (135 - 34,4) = 193.15 N / mm^2 = 193..15 MPa$$

$$\sigma_s = 193.15 MPa \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 MPa \quad \longrightarrow \quad \text{C.V}$$

• Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \longrightarrow \quad \frac{0.15}{1.35} = 0.112 \geq 0.062 \quad \longrightarrow \quad \text{C.V}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \quad \longrightarrow \quad \frac{0.15}{1.35} = 0.11 \geq 0.1 \quad \longrightarrow \quad \text{C.V}$$

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \longrightarrow \quad \frac{4.52}{100 \times 13.5} = 0.0033 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \longrightarrow \quad \text{C.V}$$

III.2.4. Schéma de ferrailage du balcon :

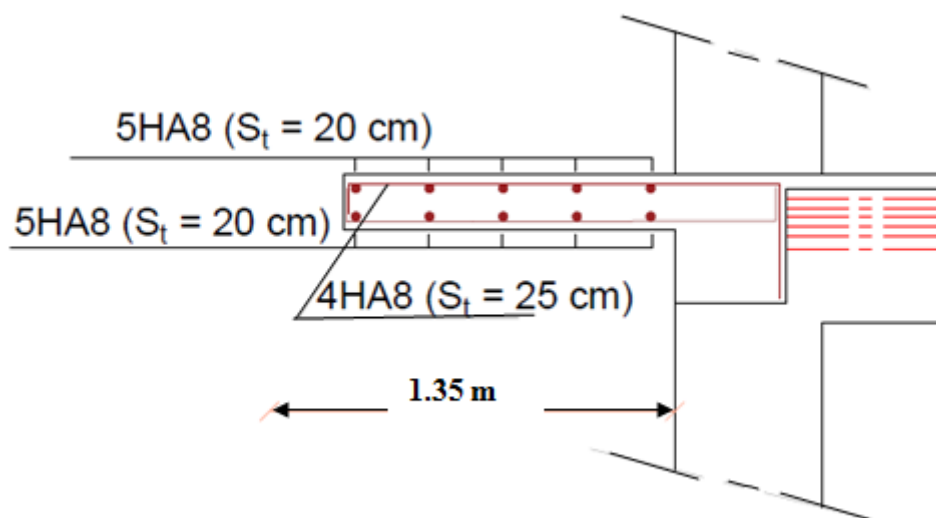


Figure III.6. Schéma de ferrailage de balcon

III.3. Etude d'escaliers pour bloc A :

Un escalier est constitué d'une succession de gradins, il sert à relier deux niveaux différents de construction.

La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté est du type coulé en place et constitué de deux paillasse, et les marches sont droites pour faciliter l'exécution.

BLOC A :

VUE EN PLAN R.D.C

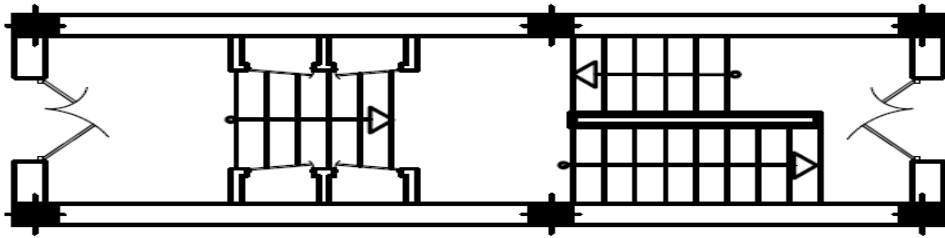


Figure III.7. Schéma de vue en plan R.D.C.

1^{ère} type d'escalier :

✓ Détermination des sollicitations de calcul :

Le chargement est donné pour une bande de 1ml de largeur.

✓ Détermination des charges et surcharges :

- La paillasse : $\left\{ \begin{array}{l} G = 8.2 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{array} \right.$
- Le palier : $\left\{ \begin{array}{l} G = 5.05 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ Q = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{array} \right.$

✓ Combinaisons des charges

• ELU :

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1$$

- La paillasse : $q_1 = (1.35 \times 8.2 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 14.82 \text{ KN} / \text{ml}$
- Le palier : $q_2 = (1.35 \times 5.05 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 10.57 \text{ KN} / \text{ml}$

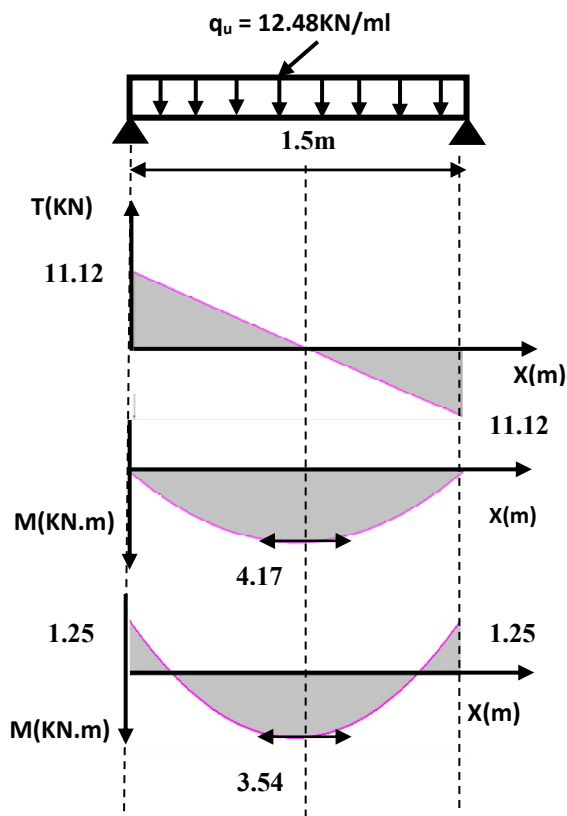
• ELS :

$$q_{\text{ser}} = (G + Q) \times 1$$

- La paillasse : $q_1 = (8.2 + 2.5) \times 1 = 10.7 \text{ KN} / \text{ml}$
- Le palier : $q_2 = (5.05 + 2.5) \times 1 = 7.55 \text{ KN} / \text{ml}$

✓ Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant :

À L'ELU :



À L'ELS :

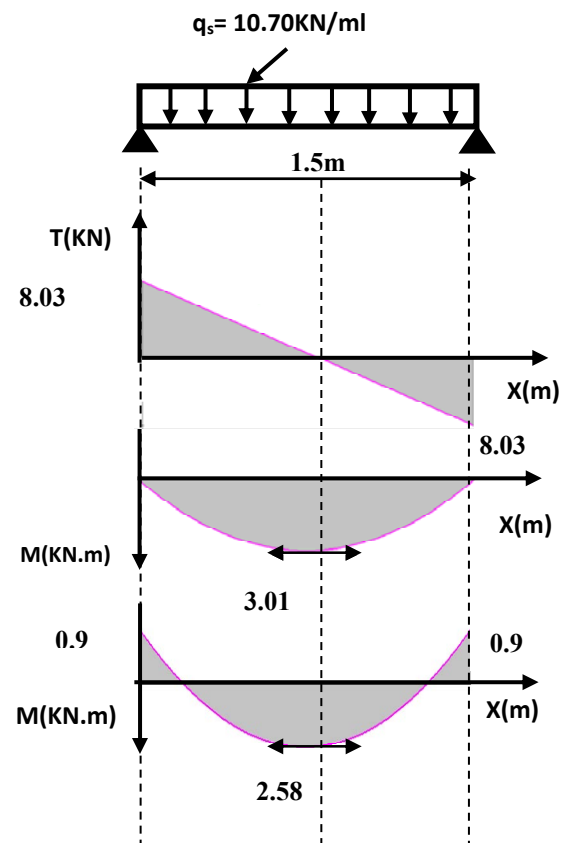


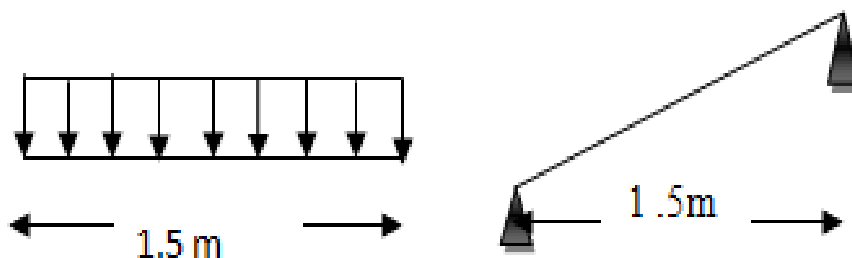
Figure III.8. Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à L'ELU et L'ELS.

✓ Ferrailage :

a) Calcul du ferrailage à L'ELU :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m. la fissuration est considérée comme peu nuisible. La paillasse est assimilée à une poutre horizontale simplement appuyée soumise à un chargement vertical uniformément réparti.

✓ Schéma statique :

Figure III.9. Schéma statique du 1^{ère} type d'escalier.

✓ Les réactions aux appuis :

➤ ELU :

$$R_A = 11.12 \text{ KN}$$

$$R_B = 11.12 \text{ KN}$$

- ELS :

$$R_A = 8.03 \text{ KN}$$

$$R_B = 8.03 \text{ KN}$$

Pour avoir le diagramme des moments fléchissant avec la prise en considération de la continuité on calcule les moments majorés :

Aux appuis : $M_a = -0.3 \times M_z^{\max}$

En travée: $M_t = 0,85 \times M_z^{\max}$

- ELU :

$$\begin{cases} M_{\max} = 4.17 \text{ KN.m} \\ M_a = -1.25 \text{ KN.m} \\ M_t = 3.54 \text{ KN.m} \end{cases}$$

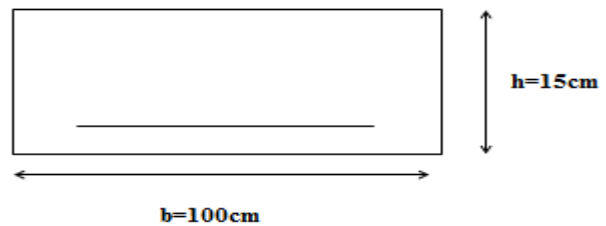
- ELS :

$$\begin{cases} M_{\max} = 3.01 \text{ KN.m} \\ M_a = -0.90 \text{ KN.m} \\ M_t = 2.58 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Calcul des armatures :

Il sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple.

- Armature principale :
- Calcul des armatures à l'ELU :
- En flexion simple :



Tableaux III.8. Calcul des armatures à l'ELU du 1^{ère} type d'escalier.

	M_u (kN.m)	Γ	μ_{bu}	μ_{lu}	$\mu_{bu} < \mu_{lu}$	$\mu_{bu} < 0.275$	z_b (cm)	A_l (cm ²)
travée	3.54	1.37	0.014	0.289	A'=0 (pas d'armature comprimée)	Méthode simplifiée	13.37	0.76
appui	1.25	1.13	0.005	0.206	A'=0 (pas d'armature comprimée)	Méthode simplifiée	13.46	0.27

▪ En travée :

Soit : 4 HA 12 = 4.52 cm². Avec St = 20 cm

▪ En appuis :

Soit 4 HA12 = 4.52 cm² Avec St = 20 cm

$$\bullet \text{ Armatures de répartition } \left\{ \begin{array}{l} \text{Travée } A_t = \frac{A_t}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \\ \text{Appuis } A_a = \frac{A_a}{4} = \frac{4.56}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{Soit } 5\text{HA } 8 = 2.51 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec } S_t = 25\text{cm}$$

- **Verifikation:**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \text{ bd } \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

$$A_a = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

- **Vérification de disposition d'armature (Art A.8.2.4.B.A.E.L.91) :**

L'écartement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- **Armatures longitudinales :** $S_t < \min \{3h ; 33\text{cm}\} = \min \{45 ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$
 $S_t = \{20 ; 25\text{cm}\} < 33\text{cm} \Rightarrow$ condition vérifiée
- **Armatures de répartition :** $S_t \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = \min \{60 ; 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm}$
 $S_t = \{25 ; 25\text{cm}\} < 45\text{cm} \Rightarrow$ condition vérifiée

- **Contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = K.Y$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$I = \frac{b.y^3}{3} + \eta A(d-y)^2 + \eta A'(y-d')^2 \quad \eta = 15$$

$$\frac{b.y^2}{2} + \eta(A+A')y - \eta(Ad - A'd) = 0$$

Tableaux III.9. Les résultats trouvés de la Vérification à l'ELS du 1^{ère} type d'escalier.

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (MPa/m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
travée	2.58	4.52	8119.03	3.65	0.032	1.17	15	C. Vérifié
appui	0.9	4.52	8119.03	3.65	0.011	0.40	15	C. Vérifié

- **Vérification d'adhérence d'appui** (BAEL 91 Art A 6,13)

$$\tau_{ser} = T_u / 0.9 \times d \times \sum u_i < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = 11.12 \times 10^{-3} / 0.9 \times 0.135 \times 4(0.12)\pi = 0.061 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

- **Vérification de l'effort tranchant** (BAEL 91 Art 5-1.2) :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira le cas le plus défavorable.

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \begin{cases} \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPa} \\ 5 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$V_u = T_{max} = 11.12 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{11.12 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.082 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.082 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Calcul de la flèche :**

$$\frac{A_s}{b.d} = \frac{4.52}{100 \times 13.5} = 0.00335 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{150} = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$$

- ✓ **Schéma de ferrailage**

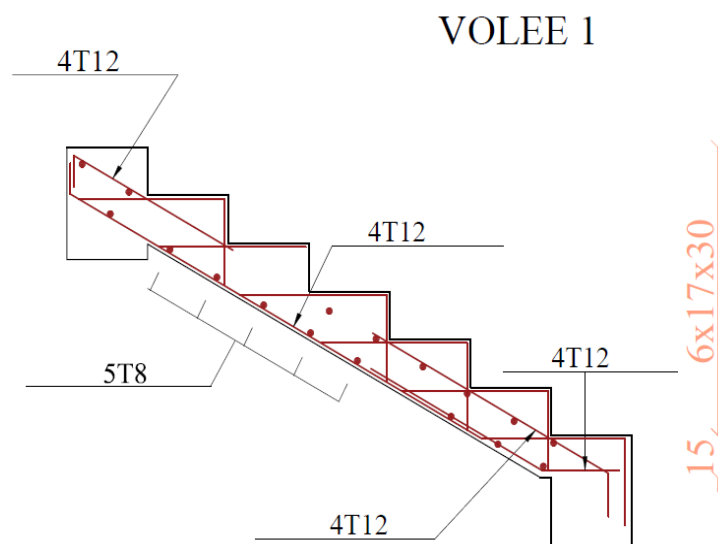


Figure III.10. Schéma de ferrailage du 1^{ère} type d'escalier.

2^{ème} Type d'escalier :✓ **Détermination des sollicitations de calcul :**

Le chargement est donné pour une bande de 1ml de largeur.

✓ **Détermination des charges et surcharges :**

- **La paillasse :** $\left\{ \begin{array}{l} G = 8.20 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ Q = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{array} \right.$

- **Le palier :** $\left\{ \begin{array}{l} G = 5.05 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ Q = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{array} \right.$

✓ **Combinaisons des charges :**• **ELU :**

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1$$

- **La paillasse :** $q_1 = (1.35 \times 8.20 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 14.82 \text{ KN} / \text{ml}$

- **Le palier :** $q_2 = (1.35 \times 5.05 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 10.57 \text{ KN} / \text{ml}$

• **ELS :**

$$q_{\text{ser}} = (G + Q) \times 1$$

- **La paillasse :** $q_1 = (8.20 + 2.5) \times 1 = 10.70 \text{ KN} / \text{ml}$

- **Le palier :** $q_2 = (5.05 + 2.5) \times 1 = 7.55 \text{ KN} / \text{ml}$

- ✓ Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant :
- ✓ à L'ELU :

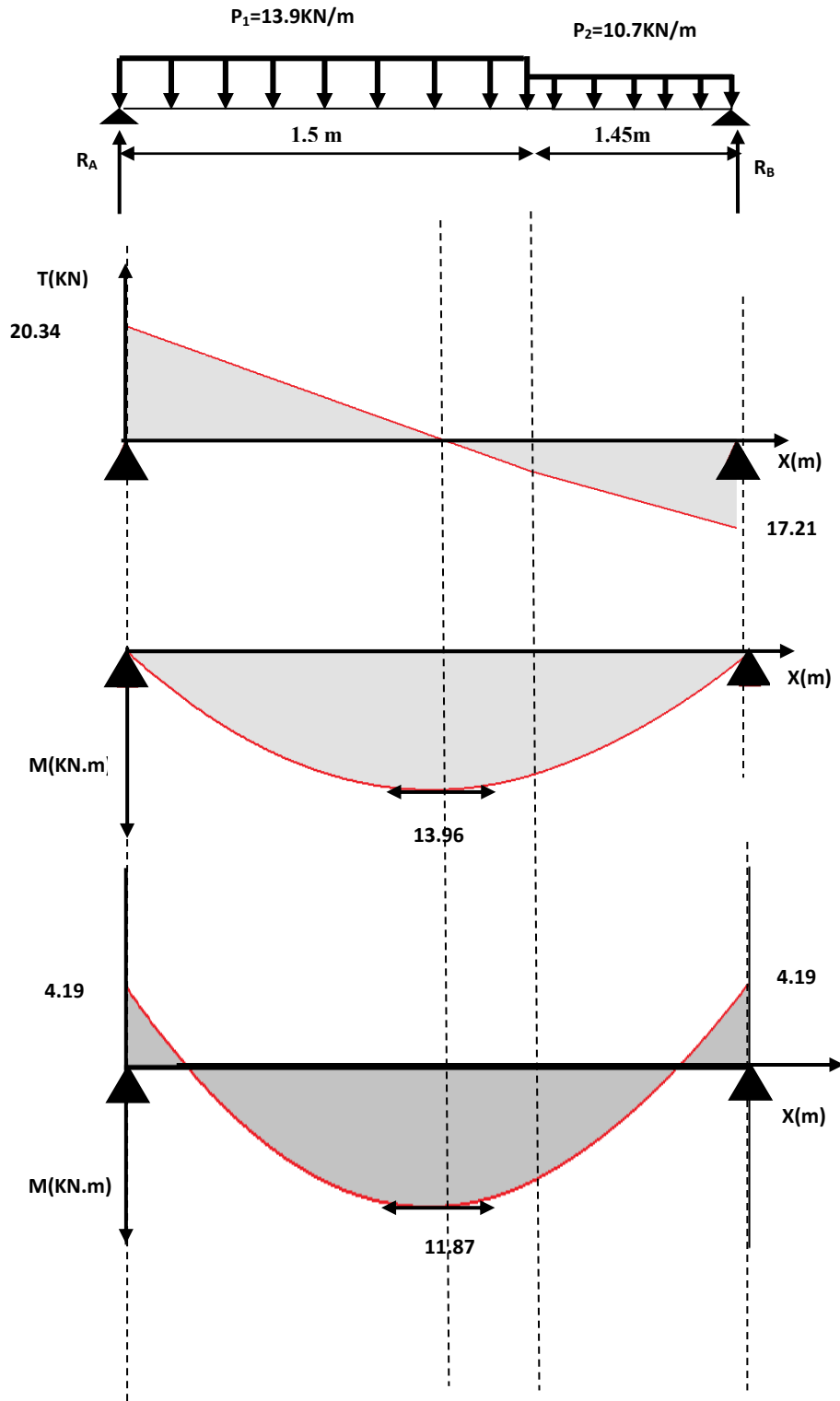


Figure III.11. Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à L'ELU.

✓ à L'ELS :

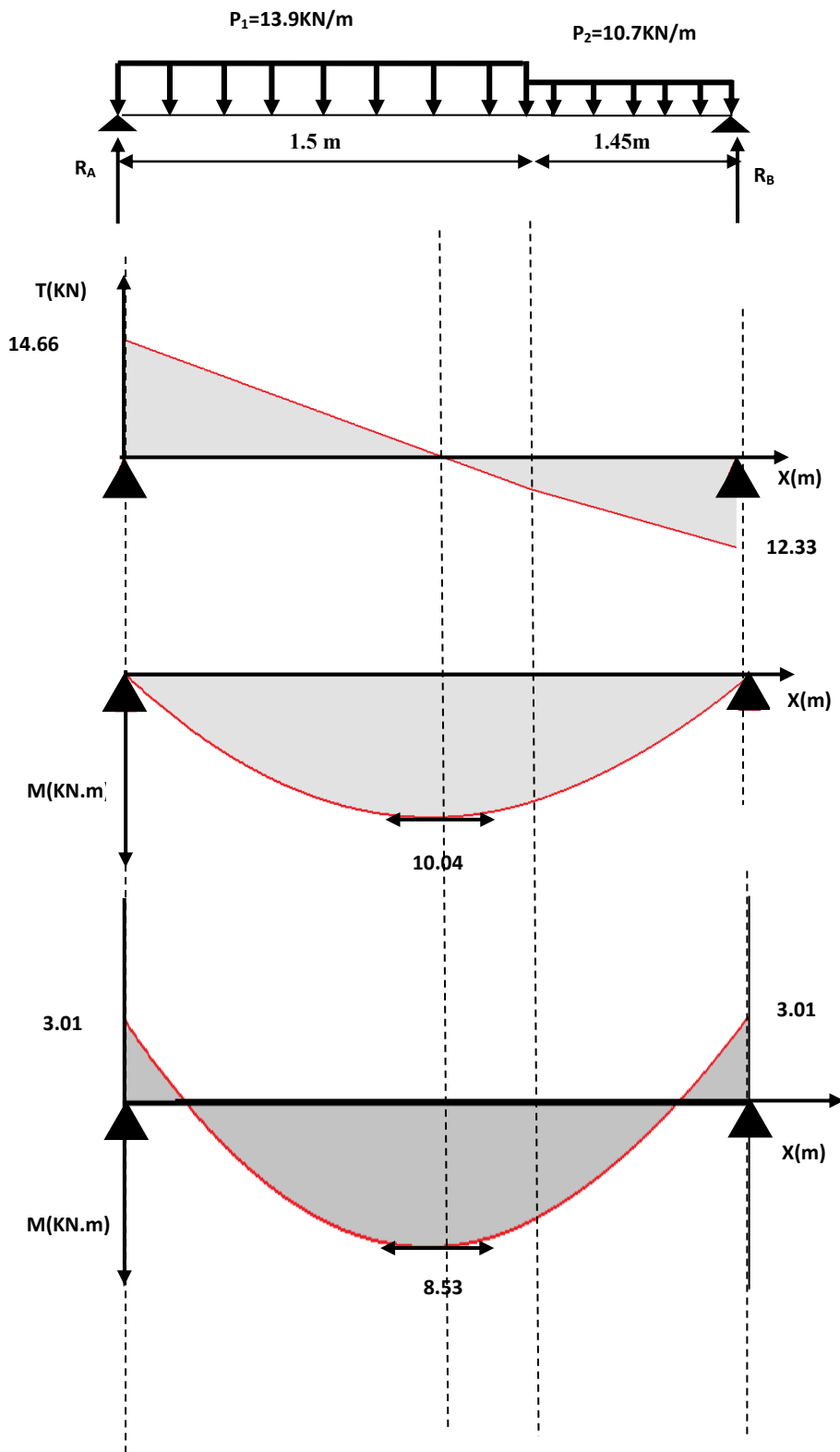


Figure III.12. Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à L'ELS.

✓ **Ferraillage :****a) Calcul du ferraillage à L'ELU :**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m. la fissuration est considérée comme peu nuisible. La paillasse est assimilée à une poutre horizontale simplement appuyée soumise à un chargement vertical uniformément réparti.

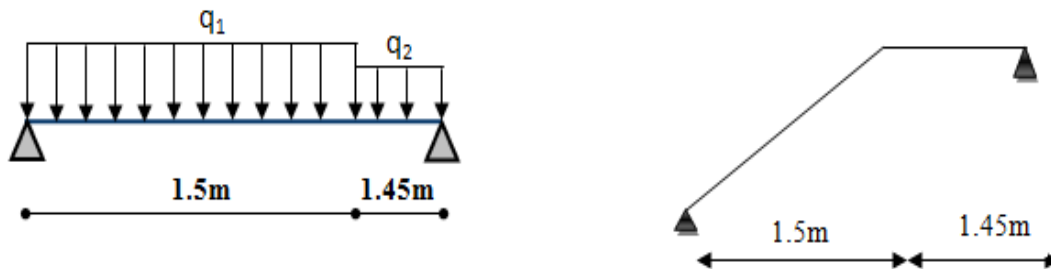
Schéma statique :

Figure III.13. Schéma statique 2^{ème} Type d'escalier.

✓ **Les réactions aux appuis :**- **ELU :**

$$R_A = 20.34 \text{ KN}$$

$$R_B = 17.21 \text{ KN}$$

- **ELS :**

$$R_A = 14.66 \text{ KN}$$

$$R_B = 12.34 \text{ KN}$$

Pour avoir le diagramme des moments fléchissant avec la prise en considération de la continuité on calcule les moments majorés :

Aux appuis : $M_a = -0.3 \times M_z^{max}$

En travée: $M_t = 0,85 \times M_z^{max}$

- **ELU :**

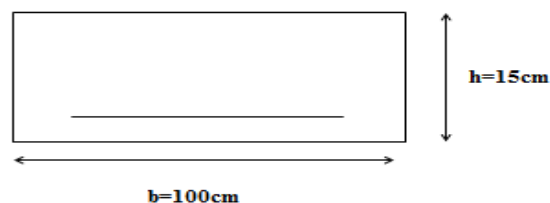
$$\begin{cases} M_{max} = 13.96 \text{ KN.m} \\ M_a = -4.19 \text{ KN.m} \\ M_t = 11.87 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **ELS :**

$$\begin{cases} M_{max} = 10.04 \text{ KN.m} \\ M_a = -3.01 \text{ KN.m} \\ M_t = 8.53 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Calcul des armatures :**

Il sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple.

- **Armature principale :**

- Calcul des armatures à l'ELU :
- En flexion simple :

Tableaux III.10. Calcul des armatures à l'ELU du 2^{ème} Type d'escalier.

	M_u (kN.m)	γ	μ_{bu}	μ_{lu}	$\mu_{bu} < \mu_{lu}$	$\mu_{bu} < 0.275$	z_b (cm)	A_l (cm ²)
Travée	11.87	1.39	0.046	0.295	$A'=0$ (pas d'armature comprimée)	Méthode simplifiée	13.13	2.60
Appui	4.19	1.4	0.016	0.299	$A'=0$ (pas d'armature comprimée)	Méthode simplifiée	13.37	0.90

- En travée :

Soit 4 HA 12 = 4.52 cm² Avec St = 20 cm

- En appuis :

Soit 4 HA12 = 4.52 cm² Avec St = 20 cm

- Armatures de répartition

{	Travée $A_t = \frac{A_t}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$
	Appuis $A_a = \frac{A_a}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$
	Soit 6HA 8 = 3.02cm ² Avec $S_t = 25\text{cm}$

- Verifikation:

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \text{ bd} \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

$$A_a = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

- Vérification de disposition d'armature (Art A.8.2.4.B.A.E.L.91) :

L'écartement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Armatures longitudinales : $S_t < \min \{3h ; 33\text{cm}\} = \min \{45 ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$
 $S_t = \{20 ; 25\text{cm}\} < 33\text{cm} \Rightarrow$ condition vérifiée
- Armatures de répartition : $S_t \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = \min \{60 ; 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm}$
 $S_t = \{25 ; 25\text{cm}\} < 45\text{cm} \Rightarrow$ condition vérifiée

- Contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = K.Y$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$I = \frac{b.y^3}{3} + \eta A(d-y)^2 + \eta A'(y-d')^2 \quad \eta = 15$$

$$\frac{b.y^2}{2} + \eta(A+A')y - \eta(Ad - A'd) = 0$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableaux III.11. Les résultats trouvés de la Vérification à l'ELS du 2^{ème} Type d'escalier.

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (MPa/m)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	8.53	4.52	8.20887×10^3	3.65	0.104	3.79	15	C. Vérifié
Appui	3.01	4.52	8.20887×10^3	3.65	0.036	1.31	15	C. Vérifié

- **Vérification d'adhérence d'appui (BAEL 91 Art A 6,13)**

$$\tau_{ser} = T_u / 0.9 x dx \sum u_i < \overline{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3.15 MPa$$

$$\tau_{ser} = 17.41 \times 10^{-3} / 0.9 \times 0.135 \times 4(0.12)\pi = 0.10 MPa < \overline{\tau}_{se} = 3.15 MPa \quad C.V$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

- **Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 Art 5-1.2) :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira le cas le plus défavorable.

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \overline{\tau}_u = \min \begin{cases} \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPa} \\ 5 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$V_u = T_{max} = 20.24 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{17.41 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.13 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.13 \text{ Mpa} < \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- Calcul de la flèche :

$$\frac{A_s}{b.d} = \frac{4.56}{100 \times 13,5} = 0.00337 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{150} = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{C.V}$$

- ✓ Schéma de ferrailage

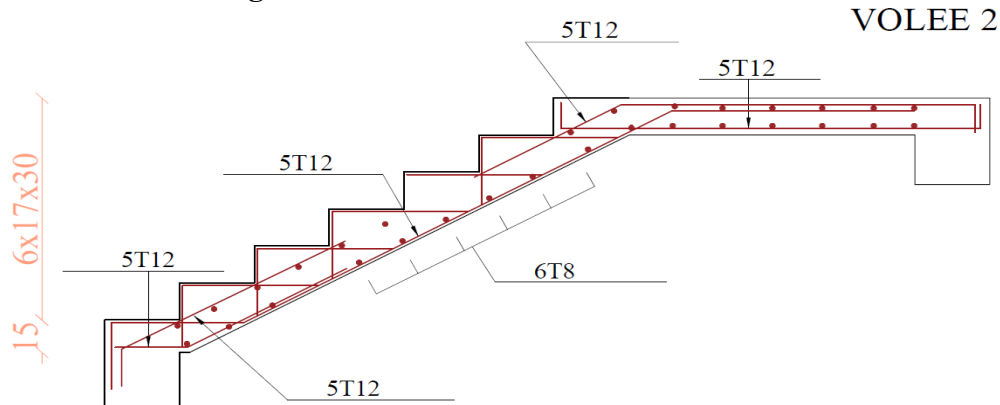


Figure III.14. Schéma de ferrailage du 2^{ème} Type d'escalier.

3^{ème} Type d'escalier.

- ✓ Détermination des sollicitations de calcul :

Le chargement est donné pour une bande de 1ml de largeur.

- ❖ Détermination des charges et surcharges :

- La paillasse : $\begin{cases} G = 8.11 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ Q = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$
- Le palier : $\begin{cases} G = 5.05 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ Q = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$

- ❖ Combinaisons des charges

- ELU :

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1$$

- La paillasse : $q_1 = (1.35 \times 8.11 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 14.70 \text{ KN} / \text{ml}$
- Le palier : $q_2 = (1.35 \times 5.05 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 10.57 \text{ KN} / \text{ml}$

- ELS :

$$q_{ser} = (G + Q) \times 1$$

- La paillasse : $q_1 = (8.11 + 2.5) \times 1 = 10.61 \text{ KN} / \text{ml}$
- Le palier : $q_2 = (5.05 + 2.5) \times 1 = 7.55 \text{ KN} / \text{ml}$

✓ Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant :

❖ à L'ELU :

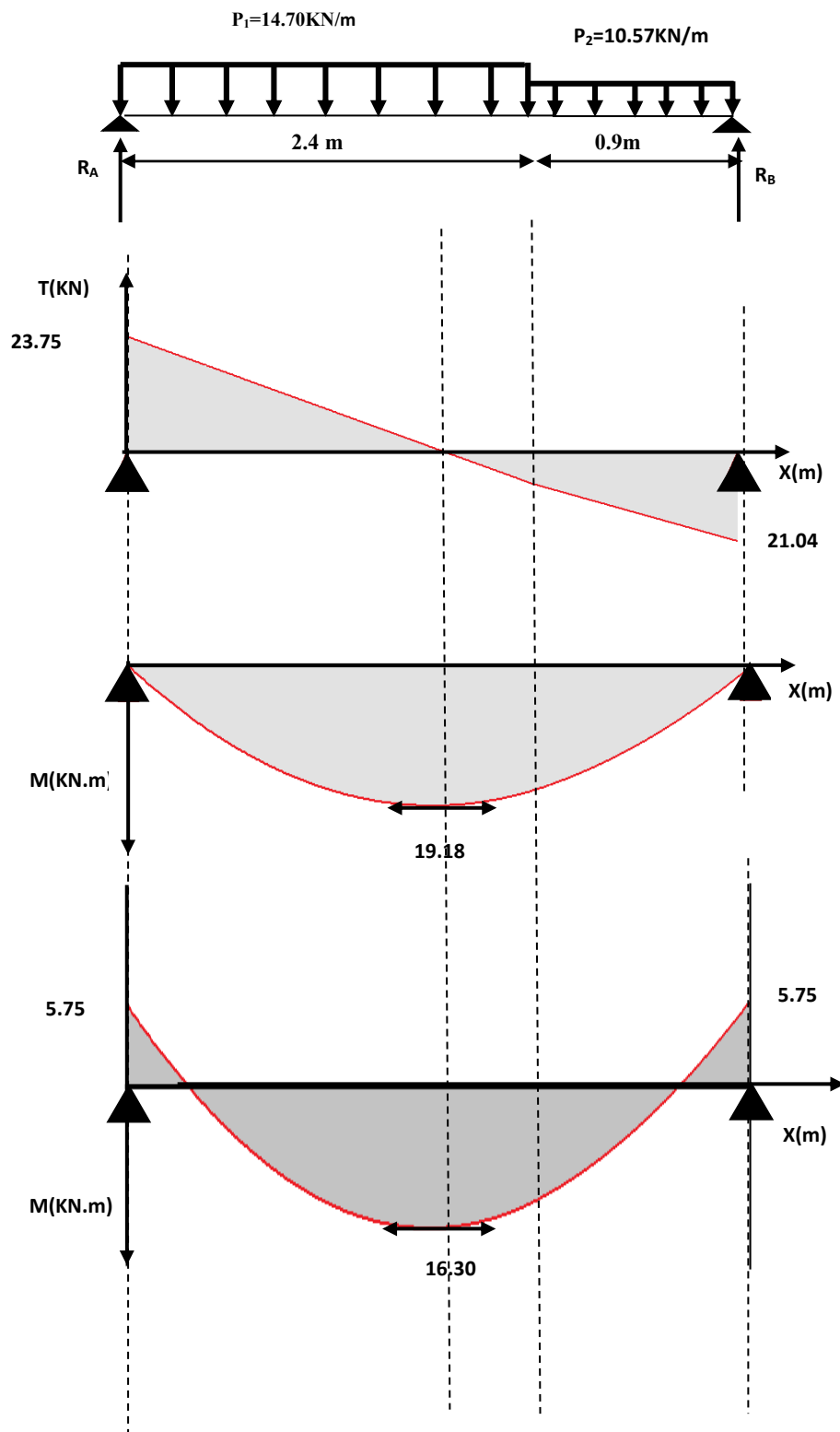


Figure III.15. Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à L'ELU.

❖ à L'ELS :

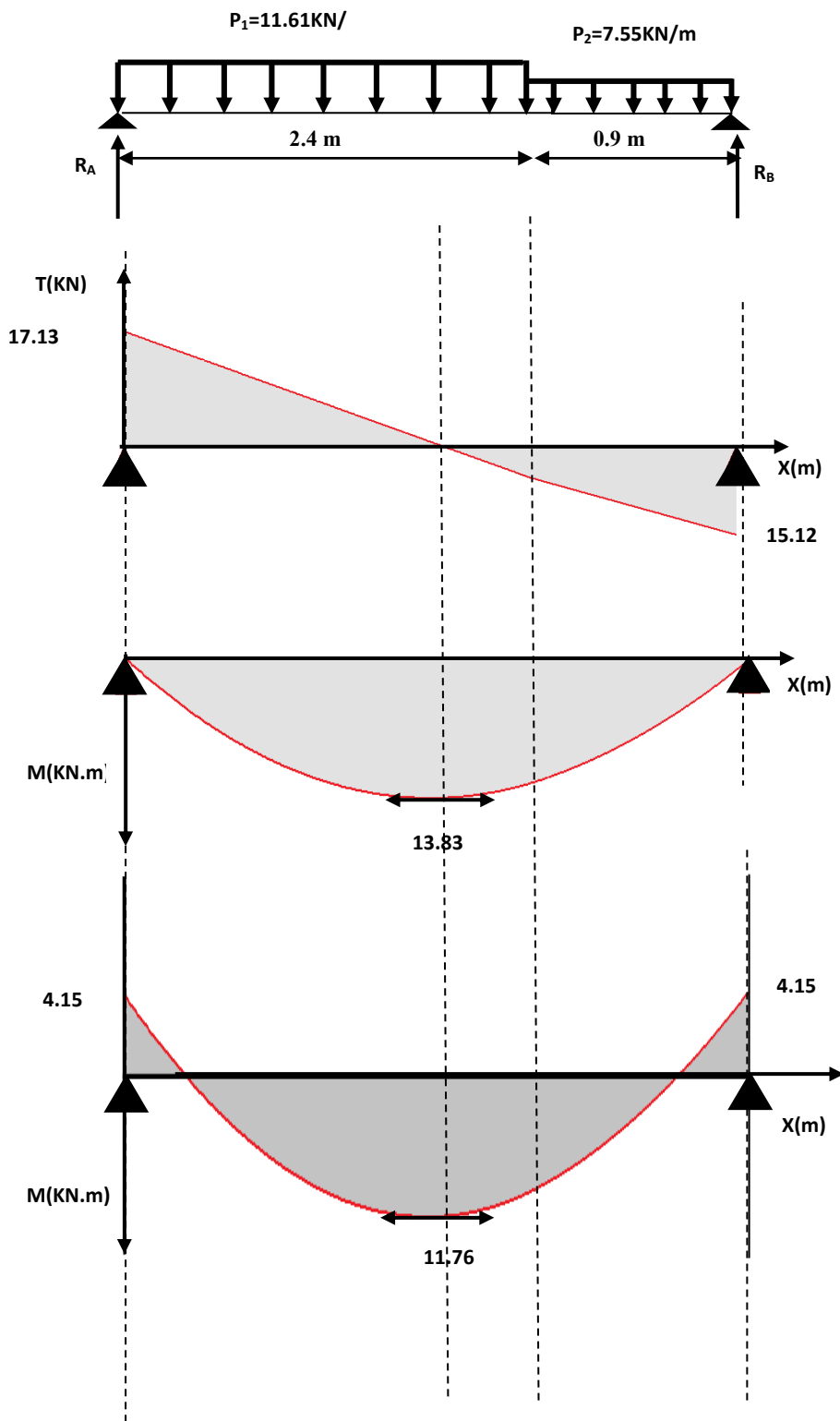


Figure III.16. Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à L'ELS.

❖ **Ferraillage :**a) **Calcul du ferraillage à L'ELU :**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m. la fissuration est considérée comme peu nuisible. La paillasse est assimilée à une poutre horizontale simplement appuyée soumise à un chargement vertical uniformément réparti.

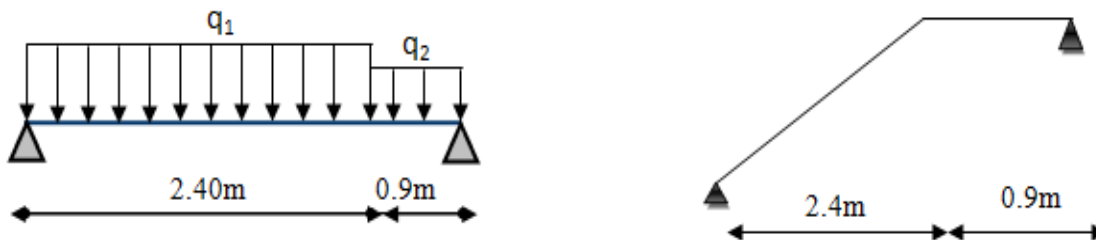
✓ **Schéma statique :**

Figure III.17. Schéma statique du 3^{ème} Type d'escalier.

❖ **Les réactions aux appuis :**- **ELU :**

$$R_A = 23.75 \text{ KN}$$

$$R_B = 21.04 \text{ KN}$$

- **ELS :**

$$R_A = 17.13 \text{ KN}$$

$$R_B = 15.13 \text{ KN}$$

Pour avoir le diagramme des moments fléchissant avec la prise en considération de la continuité on calcule les moments majorés :

Aux appuis : $M_a = -0.3 \times M_{max}$

En travée: $M_t = 0,85 \times M_{max}$

- **ELU :**

$$\begin{cases} M_{max} = 19.18 \text{ KN.m} \\ M_a = -5.75 \text{ KN.m} \\ M_t = 16.30 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **ELS :**

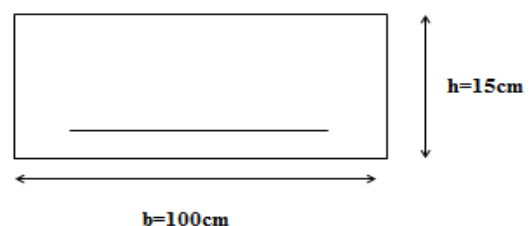
$$\begin{cases} M_{max} = 13.83 \text{ KN.m} \\ M_a = -4.15 \text{ KN.m} \\ M_t = 11.76 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Calcul des armatures :**

Il sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple.

- **Armature principale :**

- **Calcul des armatures à l'ELU :**



- **En flexion simple :**

$$b = 1 \text{ m}, \quad h = 15 \text{ cm}, \quad d = 0.9 h = 13.5 \text{ cm}$$

Tableaux III.12. Calcul des armatures à l'ELU du 3^{ème} Type d'escalier.

	M_u (kN.m)	γ	μ_{bu}	μ_{lu}	$\mu_{bu} < \mu_{lu}$	$\mu_{bu} < 0.275$	z_b (cm)	A_l (cm ²)
Travée	16.30	1.39	0.085	0.296	$A'=0$ (pas d'armature comprimée)	Méthode simplifiée	12.81	3.66
Appui	5.75	1.39	0.003	0.296	$A'=0$ (pas d'armature comprimée)	Méthode simplifiée	13.48	1.23

- **En travée**

Soit 5 HA 12 = 5.65 cm² Avec $S_t = 20 \text{ cm}$

- **En appuis :**

Soit 5 HA12 = 5.65 cm² Avec $S_t = 20 \text{ cm}$

- **Armatures de répartition**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Travée } A_t = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 \\ \text{Appuis } A_a = \frac{A_a}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 \\ \text{Soit 6HA 8} = 3.02 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec } S_t = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- **Verifikation:**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \text{ bd} \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

$$A_a = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

- **Vérification de disposition d'armature (Art A.8.2.4.B.A.E.L.91) :**

L'écartement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- **Armatures longitudinales :** $S_t < \min \{3h ; 33\text{cm}\} = \min \{45 ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$

$$S_t = \{20 ; 25\text{cm}\} < 33\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- ❖ **Armatures de répartition :** $S_t \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = \min \{60 ; 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm}$

$$S_t = \{25 ; 25\text{cm}\} < 45\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = K.Y$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$I = \frac{b.y^3}{3} + \eta A(d-y)^2 + \eta A'(y-d')^2 \quad \eta = 15$$

$$\frac{b.y^2}{2} + \eta(A+A')y - \eta(Ad - A'd) = 0$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableaux III.13. Les résultats trouvés de la Vérification à l'ELS du 3^{ème} Type d'escalier.

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (MPa/m)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	11.76	5.65	9.78197×10 ³	4.01	0.120	4.81	15	C. Vérifié
Appui	4.15	5.65	9.78197×10 ³	4.01	0.042	1.68	15	C. Vérifié

- **Vérification d'adhérence d'appui (BAEL 91 Art A 6,13)**

$$\tau_{ser} = T_u / 0.9xdx \sum u_i < \overline{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3.15 MPa$$

$$\tau_{ser} = 21.04 \times 10^{-3} / 0.9 \times 0.135 \times 5(0.12)\pi = 0.092 MPa < \overline{\tau}_{se} = 3.15 MPa \quad C.V$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

- **Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 Art 5-1.2) :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira le cas le plus défavorable.

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \overline{\tau}_u = \min \begin{cases} \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPa} \\ 5 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$V_u = T_{max} = 21.04 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{21.04 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.16 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.16 \text{ Mpa} < \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Calcul de la flèche :**

$$\frac{A_s}{b.d} = \frac{5.65}{100 \times 13.5} = 0.00418 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \text{ MPa} \quad C.V$$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{240} = 0.0625 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{C.V}$$

✓ Schéma de ferrailage

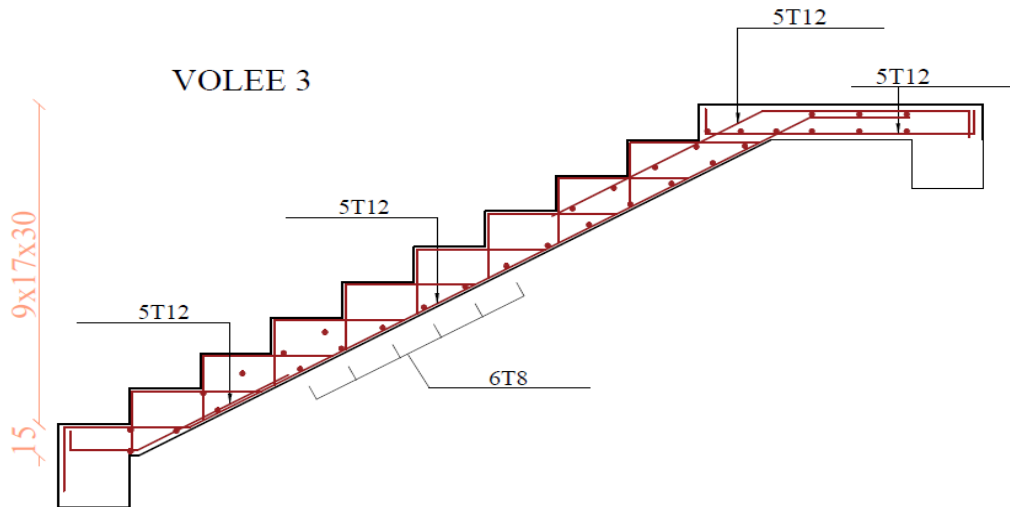


Figure III.18. Schéma de ferrailage du 3^{ème} Type d'escalier.

Pour étage courante :

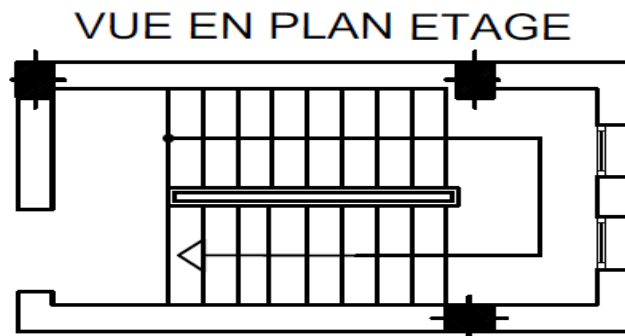


Figure III.19. Schéma de vue en plan pour étage courante.

4^{ème} Type d'escalier :

✓ Détermination des sollicitations de calcul :

Le chargement est donné pour une bande de 1ml de largeur.

❖ Détermination des charges et surcharges :

- La paillasse : $\left\{ \begin{array}{l} G = 8.11 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ O = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{array} \right.$
- Le palier : $\left\{ \begin{array}{l} G = 5.05 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ Q = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{array} \right.$

❖ **Combinaisons des charges**• **ELU :**

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1$$

- **La pailleasse :** $q_1 = (1.35 \times 8.11 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 14.70 \text{ KN / ml}$
- **Le palier :** $q_2 = (1.35 \times 5.05 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 10.57 \text{ KN / ml}$

• **ELS :**

$$q_{\text{ser}} = (G + Q) \times 1$$

- **La pailleasse :** $q_1 = (8.11 + 2.5) \times 1 = 10.61 \text{ KN / ml}$
- **Le palier :** $q_2 = (5.05 + 2.5) \times 1 = 7.55 \text{ KN / ml}$

Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant :

✓ à L'ELU :

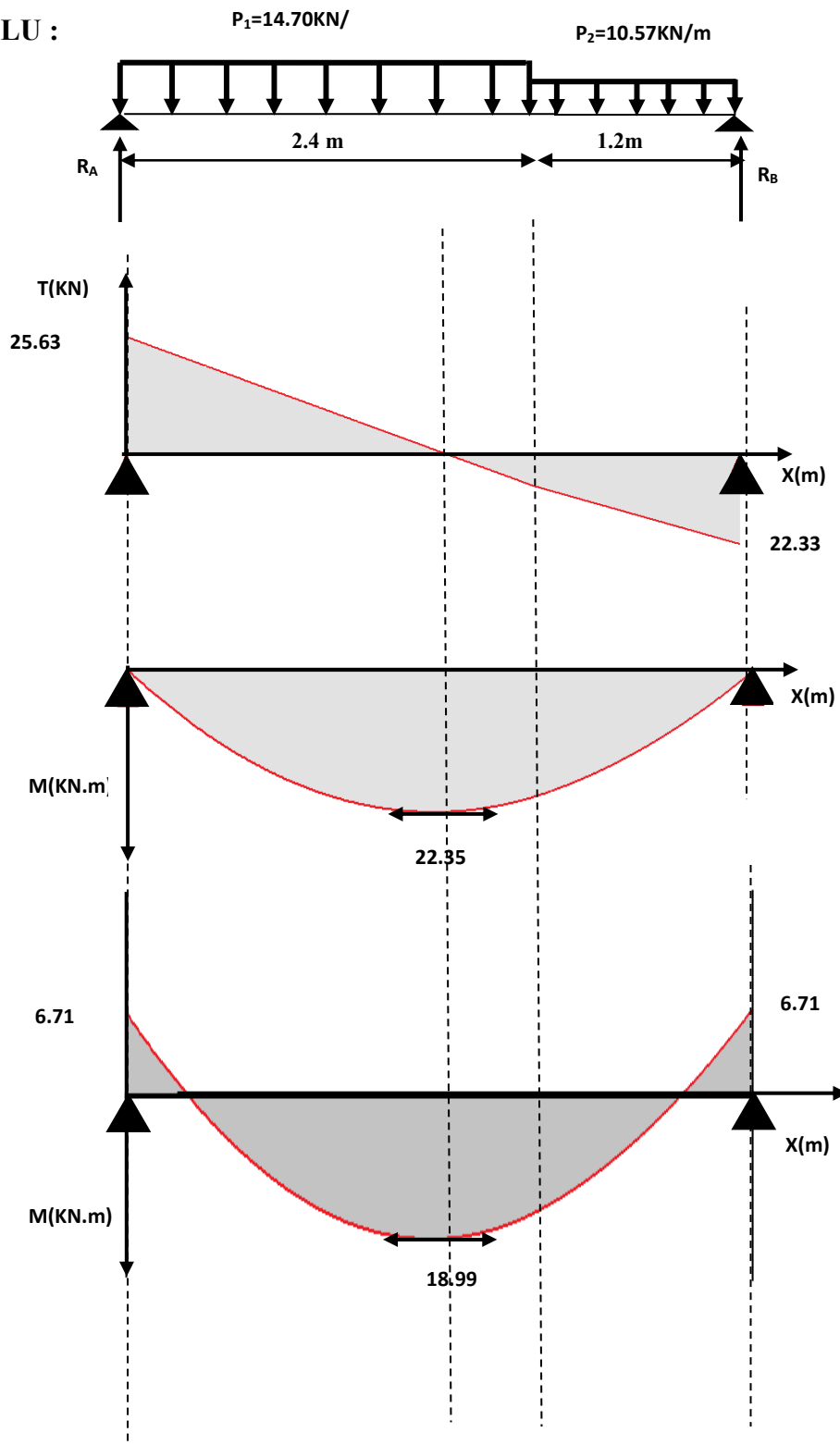


Figure III.20. Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à L'ELU.

✓ à L'ELS :

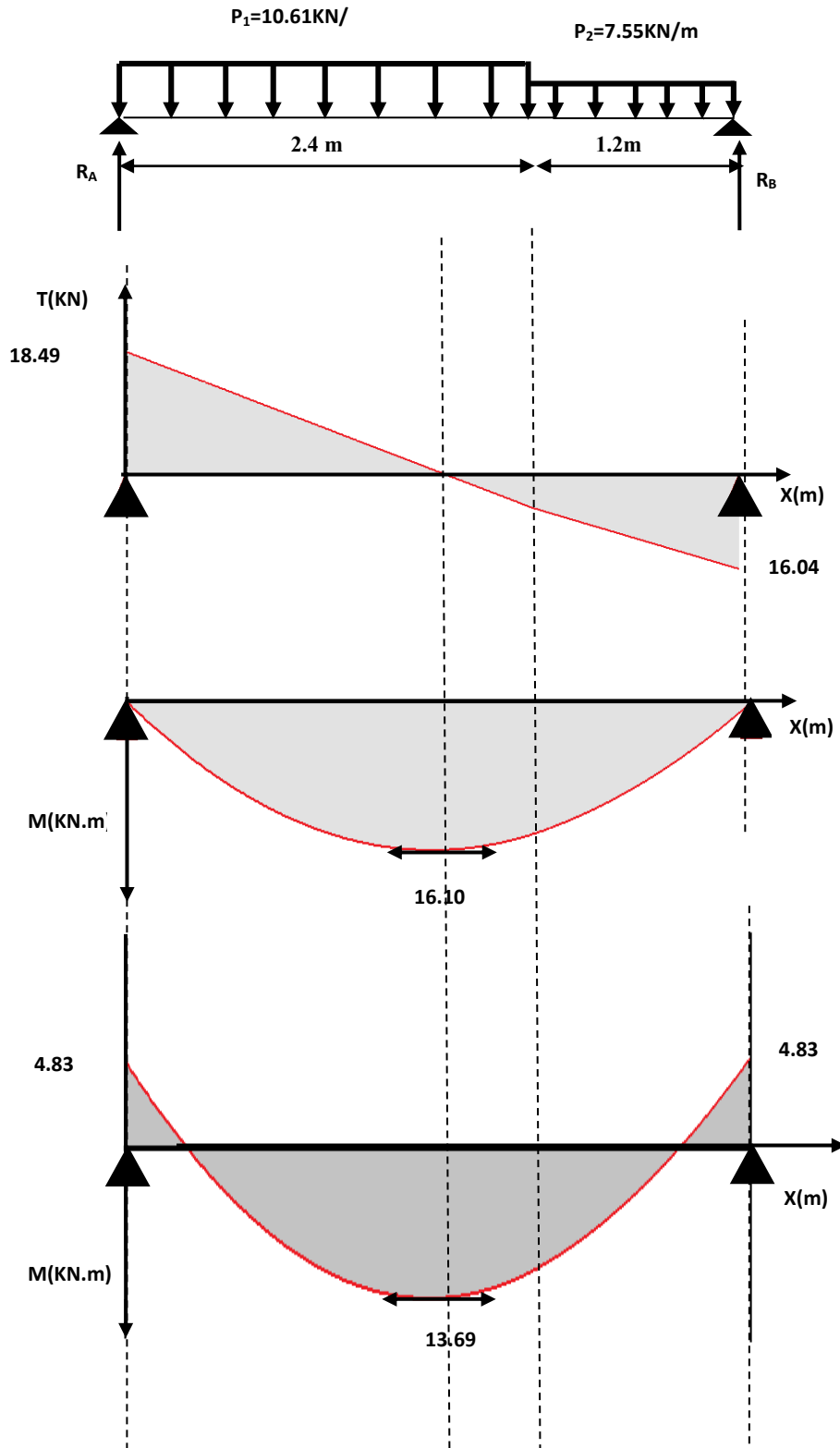


Figure III.21. Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à L'ELS.

➤ **Ferraillage :**

a) **Calcul du ferraillage à L'ELU :**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m. la fissuration est considérée comme peu nuisible. La paillasse est assimilée à une poutre horizontale simplement appuyée soumise à un chargement vertical uniformément réparti.

❖ **Schéma statique :**

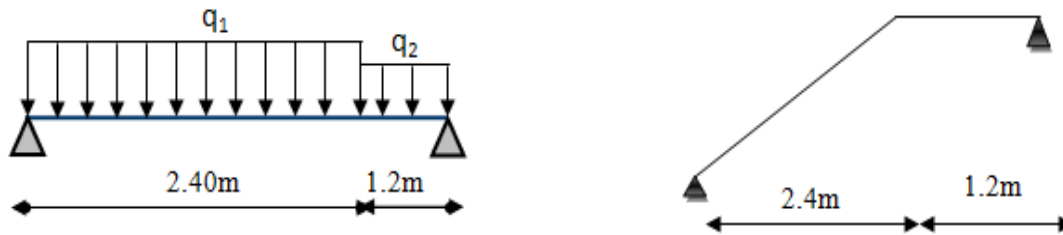


Figure III.22. Schéma statique du 4^{ème} Type d'escalier.

❖ **Les réactions aux appuis**

- **ELU :**

$$R_A = 25.63 \text{ KN}$$

$$R_B = 22.33 \text{ KN}$$

- **ELS :**

$$R_A = 18.49 \text{ KN}$$

$$R_B = 16.04 \text{ KN}$$

Pour avoir le diagramme des moments fléchissant avec la prise en considération de la continuité on calcule les moments majorés :

Aux appuis : $M_a = -0.3 \times M_z^{\max}$

En travée: $M_t = 0.85 \times M_z^{\max}$

- **ELU :**

$$\begin{cases} M_{\max} = 22.35 \text{ KN.m} \\ M_a = -6.71 \text{ KN.m} \\ M_t = 18.99 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **ELS :**

$$\begin{cases} M_{\max} = 16.10 \text{ KN.m} \\ M_a = -4.83 \text{ KN.m} \\ M_t = 13.69 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Calcul des armatures :**

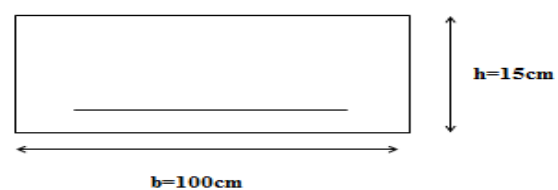
Il sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple.

- **Armature principale :**

- **Calcul des armatures à**

l'ELU :

- **En flexion simple :**



Tableaux III.14. Calcul des armatures à l'ELU du 4^{ème} Type d'escalier.

	M_u (kN.m)	γ	μ_{bu}	μ_{lu}	$\mu_{bu} < \mu_{lu}$	$\mu_{bu} < 0.275$	z_b (cm)	A_l (cm ²)
Travée	18.99	1.39	0.073	0.296	A'=0 (pas d'armature comprimée)	Méthode simplifiée	12.91	4.23
Appui	6.71	1.39	0.026	0.292	A'=0 (pas d'armature comprimée)	Méthode simplifiée	13.39	1.45

- **En travée :**

Soit 5 HA 12 = 5.65 cm² Avec St = 20 cm

- **En appuis :**

Soit 5 HA12 = 5.65 cm² Avec St = 20 cm

- **Armatures de répartition**

{	Travée $A_t = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$
	Appuis $A_a = \frac{A_a}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$
	Soit 6HA 8 = 3.02cm ² Avec $S_t = 25\text{cm}$

- **Verifikation:**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \text{ bd} \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

$$A_a = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

- **Vérification de disposition d'armature (Art A.8.2.4.B.A.E.L.91) :**

L'écartement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- **Armatures longitudinales :** $S_t < \min \{3h ; 33\text{cm}\} = \min \{45 ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$
 $S_t = \{20 ; 25\text{cm}\} < 33\text{cm} \Rightarrow$ condition vérifiée
- **Armatures de répartition :** $S_t \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = \min \{60 ; 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm}$
 $S_t = \{25 ; 25\text{cm}\} < 45\text{cm} \Rightarrow$ condition vérifiée

- **Contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = K.Y$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A(d - y)^2 + \eta A'(y - d')^2 \quad \eta = 15$$

$$\frac{b \cdot y^2}{2} + \eta(A + A')y - \eta(Ad - A'd) = 0$$

Tableaux III.15. Les résultats trouvés de la Vérification à l'ELS du 4^{ème} Type d'escalier.

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (MPa/m)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	13.69	5.65	9781.97	4.01	0.139	5.57	15	C. Vérifié
Appui	4.83	5.56	9781.97	4.01	0.049	1.96	15	C. Vérifié

- **Vérification d'adhérence d'appui (BAEL 91 Art A 6,13)**

$$\tau_{ser} = T_u / 0.9 dx \sum u_i < \overline{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3.15 MPa$$

$$\tau_{ser} = 22.01 \times 10^{-3} / 0.9 \times 0.135 \times 5(0.12)\pi = 0.096 MPa < \overline{\tau}_{se} = 3.15 MPa \quad C.V$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

- **Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 Art 5-1.2) :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira le cas le plus défavorable.

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \overline{\tau}_u = \min \begin{cases} \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPa} \\ 5 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$V_u = T_{max} = 23.68 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{22.23 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.165 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.165 \text{ Mpa} < \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

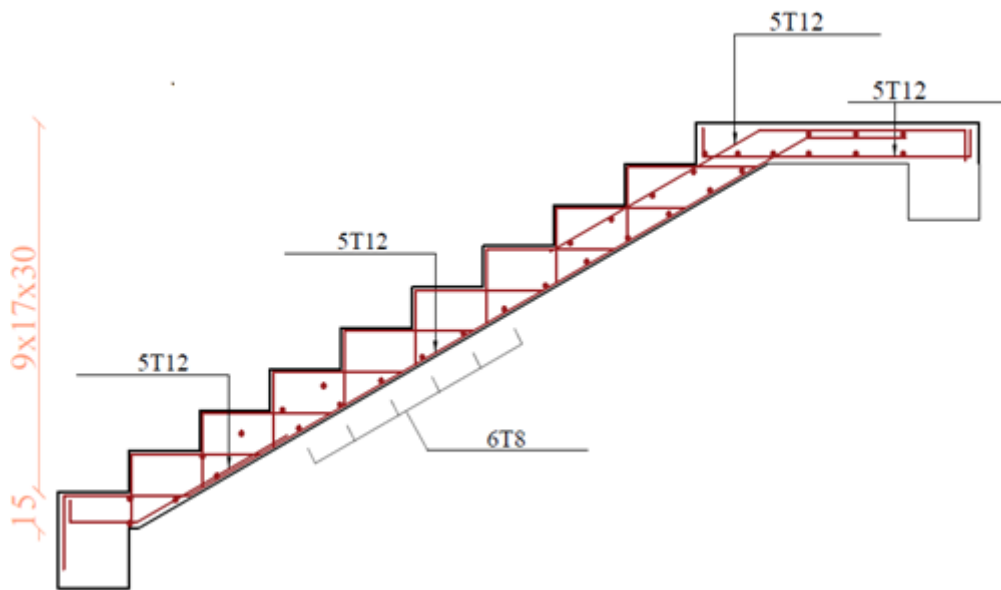
Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Calcul de la flèche :**

$$\frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{5.65}{100 \times 13,5} = 0.00418 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \text{ MPa} \quad C.V$$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{240} = 0.0625 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad C.V$$

➤ Schéma de ferrailage

Figure III.23. Schéma de ferrailage du 4^{ème} Type d'escalier.

III. 4. Etude de poutre palière pour bloc A :

2^{ème} Type d'escalier:

➤ Calcul de la poutre palière :

C'est une poutre de section rectangulaire, elle est semi encastrée à ses deux extrémités dans les poteaux, est elle qui propose de palier de repos.

✓ Pré dimensionnement :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

et

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

Avec : h_t : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : longueur de la poutre

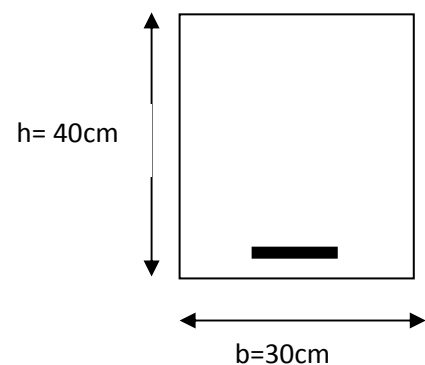
D'où :

$$\frac{240}{15} \leq h_t \leq \frac{240}{10}, \quad \Rightarrow \quad 16 \text{ cm} \leq h_t \leq 24 \text{ cm}$$

Compte tenu des exigences du RPA99 (Art7.51), on adopte pour $h_t = 40 \text{ cm}$

$$0,4.40 \leq b \leq 0,7.40 \rightarrow 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

On prend $b = 30 \text{ cm}$



$$\left. \begin{array}{l} h_t = 40\text{cm} \geq 30\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{40}{30} = 1,33 \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow CV$$

➤ **Détermination des charges et surcharges :**

La poutre palier sera sollicitée par :

✓ **Poids propre de la poutre :** $0,4 \times 0,4 \times 25 = 3 \text{ KN/ml}$

➔ $G_0 = 3 \text{ KN / ml}$

✓ **La charge p_u :**

$p_u = 5,05 \times 1,1 + 8,2 \times 0,35 = 8,43 \text{ KN/ml}$

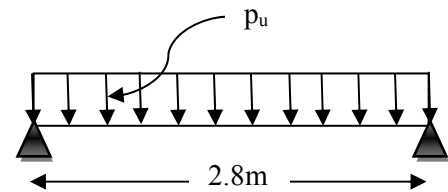


Figure III.24. Schéma statique de la poutre palier du 2^{ème} Type d'escalier.

✓ **Combinaison à considérée :**

• **la charge totale de la poutre palière à l'ELU :**

$$q_u = 1,35 G_0 + P_u$$

$$q_u = (1,35 \times 3) + 8,43 = 12,48 \text{ KN/m}$$

• **la charge totale de la poutre palière à l'ELS :**

$$q_s = G_0 + P_u$$

$$q_s = 3 + 8,43 = 11,43 \text{ KN/ml}$$

▪ **Moment fléchissant à L'ELU :**

$$M_0 = q_u \frac{L^2}{8} = 12,48 \times \frac{(2,4)^2}{8} = 8,99 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte de semi encastrement :

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0,3 M_0 = -2,69 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travées : } M_t = 0,85 M_0 = 7,64 \text{ KN.m}$$

▪ **Moment fléchissant à L'ELS :**

$$M_0 = q_u \frac{L^2}{8} = 11,43 \times \frac{(2,4)^2}{8} = 8,23 \text{ KN.m}$$

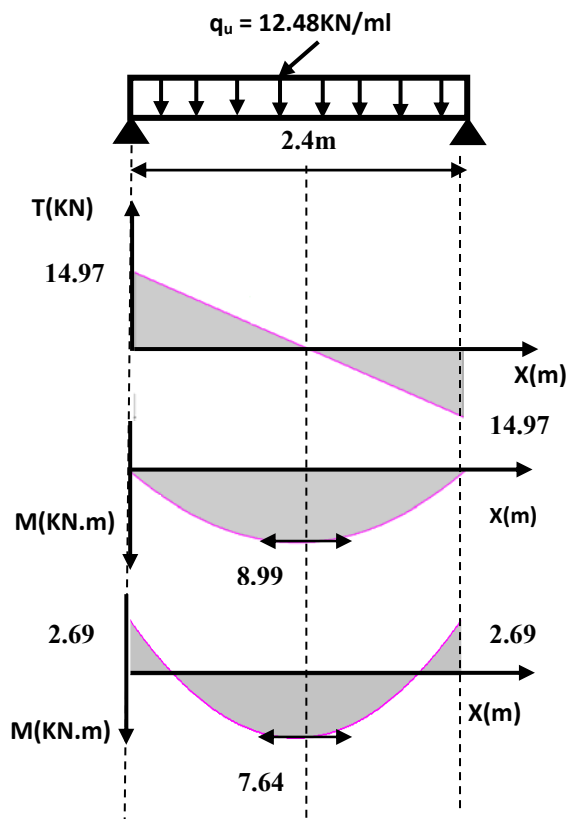
Pour tenir compte de semi encastrement :

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0,3 M_0 = -2,47 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travées : } M_t = 0,85 M_0 = 6,99 \text{ KN.m}$$

➤ **Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant :**

À L'ELU :



À L'ELS :

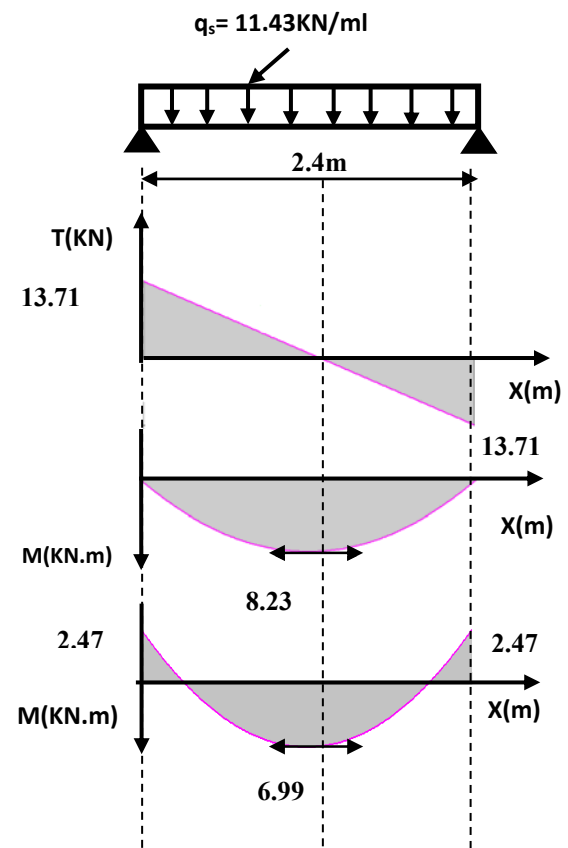


Figure III.25. Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à L'ELU et L'ELS pour la poutre palier du 2^{ème} Type d'escalier.

➤ Ferrailage L'ELU :

- Armature principale :

- Calcul des armatures à L'ELU :
- En flexion simple

Tableaux III.16. Calcul des armatures à L'ELU du 2^{ème} Type d'escalier (poutre palier).

	M_u (kN.m)	γ	μ_{bu}	μ_{lu}	$\mu_{bu} < \mu_{lu}$	$\mu_{bu} < 0.275$	z_b (cm)	A_l (cm ²)
Travée	7.61	1.09	0.012	0.192	$A'=0$ (pas d'armature comprimée)	Méthode simplifiée	37.72	0.579
Appui	2.69	1.09	0.004	0.192	$A'=0$ (pas d'armature comprimée)	Méthode simplifiée	13.90	0.187

▪ En travée :

Soit $2 \times 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$ Avec $St = 20 \text{ cm}$

▪ **En appuis :**

Soit $2 \times 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$ Avec $St = 20 \text{ cm}$

- ✓ Le RPA99 exige que le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0,5% en toute section.

$$3.39 + 3.39 = 6.78 \text{ cm}^2 > \frac{0,5bh}{100} = \frac{0,5 \cdot 30 \cdot 40}{100} = 6 \text{ cm}^2 \quad \text{OK}$$

- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux soit 4% en zone courante.

$$6.78 \text{ cm}^2 < \frac{4bh}{100} = \frac{4 \cdot 30 \cdot 40}{100} = 48 \text{ cm}^2$$

▪ **Vérification :**

a) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 38 \frac{2.1}{400} = 1.38 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.38 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.38 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

b) Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 Art 5-1.2) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \begin{cases} \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPa} \\ 5 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$V_u = T_{\max} = 14.97 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{14.97 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.38} = 0.13 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.13 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

c) Vérification de la condition d'adhérence (BAEL 91 Art A 6,13) :

$$\tau_{ser} = T_u / 0.9 x dx \sum u_i < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = 14.97 \times 10^{-3} / 0.9 \times 0.38 \times 3(0.12)\pi = 0.039 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

- ✓ **Influence sur les armatures longitudinales inférieurs:**

• **On doit vérifier que :**

$$A_{S \text{ appui}} \geq \frac{1.15}{f_e} \left[T_u + \frac{M \text{ appui}}{0.9d} \right]$$

$$A_{S \text{ appui}} = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$T_u^{\max} = 14.97 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appui}} = 2.69 \text{ KN.m}$$

$$A_{S_{\text{appui}}} \geq \frac{1.15 \times 10^{-3}}{400} \left[14.97 + \frac{2.95}{0.9 \times 0.38} \right] = 6.78 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.678 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\text{appui}}} = 3.39 \text{ cm}^2 \geq 0.678 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

• **Calcul des armatures transversales:**

$$S_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) = \min(34.2, 40) = 34.2\text{cm} \quad \Rightarrow \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0.4 \quad \Rightarrow \quad A_t \geq \frac{b x S_t x 0.4}{f_e}$$

$$A_t \geq \frac{0.4 \times 30 \times 20}{400} = 0.6 \text{ cm}^2$$

On prend des $\phi 8$ pour les cadres et les étriers. (Un cadre et un étrier).

Espacement des barres : D'après RPA99 Art7.5.2.2 on obtient :

- **En zone nodale :** $S_t \leq \min\left(\frac{h_t}{4}, 12\phi_L\right)$ en prend : $S_t = 10\text{cm}$

- **En zone courante :** $S_t < \frac{h_t}{2} = 20\text{cm}$ en prend : $S_t = 15\text{cm}$

▪ **Vérification à l'E.L.S :**

➤ **Contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = K.Y$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$I = \frac{b.y^3}{3} + \eta A(d-y)^2 + \eta A'(y-d')^2 \quad \eta = 15$$

$$\frac{b.y^2}{2} + \eta(A+A')y - \eta(Ad - A'd) = 0$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableaux III.17. Les résultats trouvés de la Vérification à l'ELS du 2^{ème} Type d'escalier (poutre palier).

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (MPa/m)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
travée	6.99	3.39	5.9221×10^4	5.71	0.012	0.66	15	C. Vérifié
Appui	2.47	3.39	5.9221×10^4	5.71	0.005	0.29	15	C. Vérifié

➤ **vérification de la flèche:**

Pour se dispenser du calcul de la flèche il faut vérifier :

$$\frac{A_s}{b.d} = \frac{3.39}{30 \times 38} = 0.0029 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{150} = 0.266 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{C.V}$$

➤ **Schéma de ferrailage de la poutre palière :**

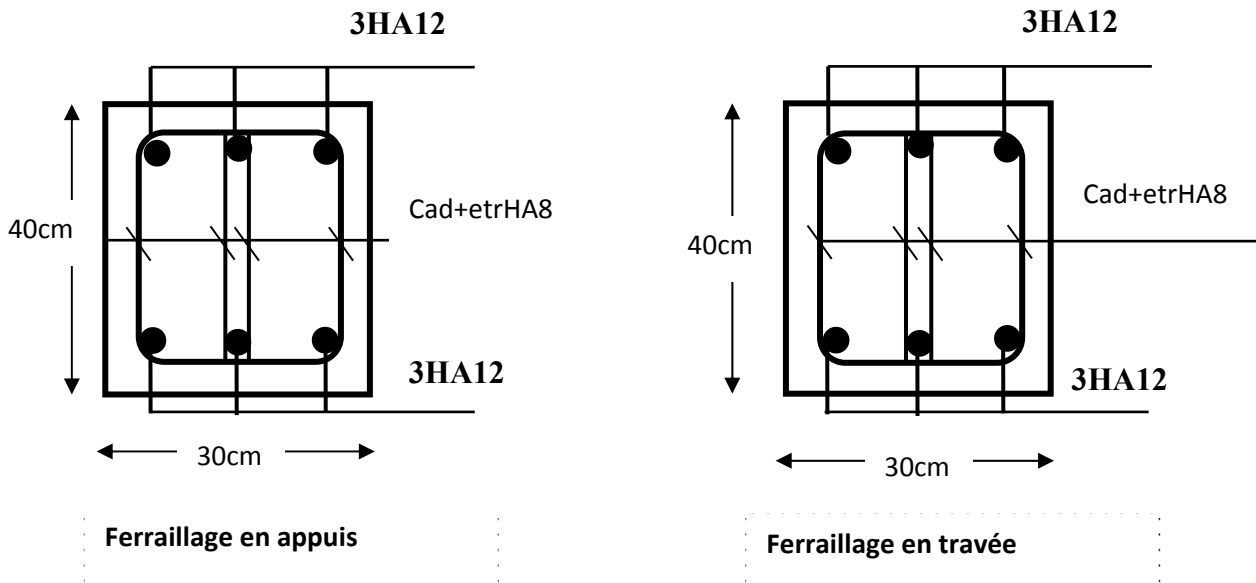


Figure III.26. Schéma de ferrailage de la poutre palière du 2^{ème} Type d'escalier.

3^{ème} Type d'escalier:

Calcul de la poutre palière :

C'est une poutre de section rectangulaire, elle est semi encastrée à ses deux extrémités dans les poteaux, est elle qui propose de palier de repos.

❖ **Pré dimensionnement :**

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

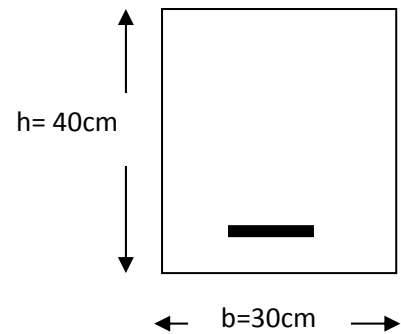
et

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

Avec : h_t : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : longueur de la poutre



D'où :

$$\frac{240}{15} \leq h_t \leq \frac{240}{10}, \quad \Rightarrow \quad 16 \text{ cm} \leq h_t \leq 24 \text{ cm}$$

Compte tenu des exigences du RPA99 (Art7.51), on adopte pour $h_t = 40\text{cm}$

$$0,4 \cdot 40 \leq b \leq 0,7 \cdot 40 \rightarrow 16\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm}$$

On prend $b = 30\text{cm}$

$$\left. \begin{array}{l} h_t = 40\text{cm} \geq 30\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{40}{30} = 1,33 \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \quad CV$$

➤ Détermination des charges et surcharges :

La poutre palier sera sollicitée par :

❖ **Poids propre de la poutre** : $0,40 \times 0,30 \times 25 = 3\text{KN/ml}$

$$\Rightarrow G_0 = 3 \text{ KN / ml}$$

❖ **Poids propre du mure sur la poutre G_1** :

$$G_1 = 20 \times 0,25 \times 1,53 = 7,65\text{KN/ml}$$

❖ **La charge p_u** :

$$p_u = 5,05 \times 0,9 + 8,11 \times 0,75 = 10,63 \text{ KN/ml}$$

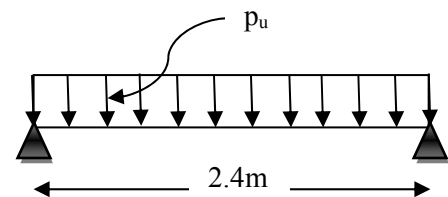


Figure III.27. Schéma statique de la poutre palier du 3^{ème} Type d'escalier.

❖ **Combinaison à considérée :**

• **la charge totale de la poutre palière à l'ELU :**

$$q_u = 1,35 (G_0 + G_1) + P_u$$

$$q_u = 1,35 (3 + 7,65) + 10,63 = 25,01 \text{ KN/m}$$

• **la charge totale de la poutre palière à l'ELS :**

$$q_s = (G_0 + G_1) + P_u$$

$$q_s = (3 + 7.65) + 10.63 = 21.28 \text{ KN/ml}$$

▪ **Moment fléchissant à L'ELU :**

$$M_0 = q_u \frac{L^2}{8} = 25.01 \times \frac{(2.4)^2}{8} = 18.01 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte de semi encastrement :

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0.3 M_0 = -5.40 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travées : } M_t = 0.85 M_0 = 15.31 \text{ KN.m}$$

▪ **Moment fléchissant à L'ELS :**

$$M_0 = q_u \frac{L^2}{8} = 21.28 \times \frac{(2.4)^2}{8} = 15.32 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte de semi encastrement :

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0.3 M_0 = -4.60 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travées : } M_t = 0.85 M_0 = 13.02 \text{ KN.m}$$

➤ **Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant :**

À L'ELU :

À L'ELS :

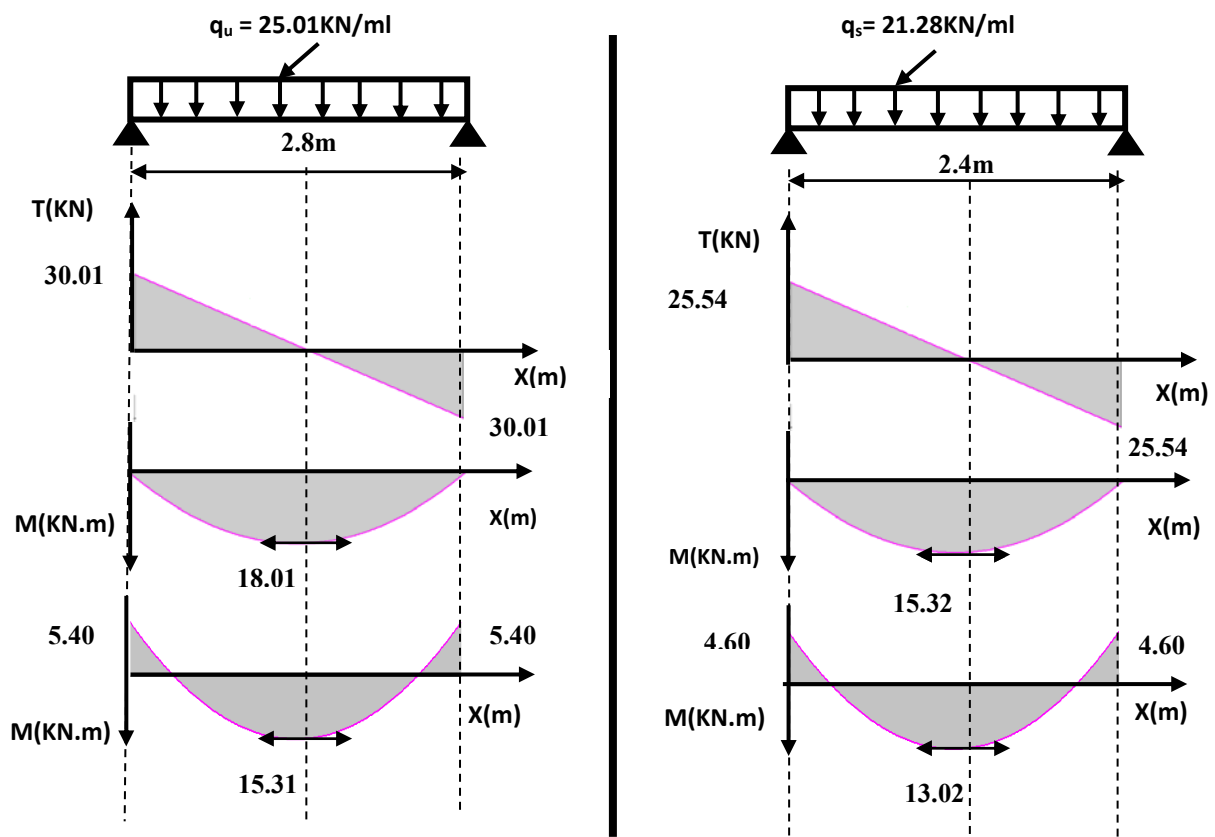


Figure III.28. Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à L'ELU et L'ELS pour la poutre palier du 3^{ème} Type d'escalier.

➤ **Ferraillage l'ELU :**

- Armature principale :

- Calcul des armatures à l'ELU :
- En flexion simple :

Tableaux III.18. Calcul des armatures à l'ELU du 3^{ème} Type d'escalier (poutre palier).

	M_u (kN.m)	γ	μ_{bu}	μ_{lu}	$\mu_{bu} < \mu_{lu}$	$\mu_{bu} < 0.275$	z_b (cm)	A_l (cm ²)
Travée	15.31	1.17	0.024	0.219	A'=0 (pas d'armature comprimée)	Méthode simplifiée	37.45	1.17
Appui	5.40	1.17	0.009	0.219	A'=0 (pas d'armature comprimée)	Méthode simplifiée	37.79	0.411

▪ En travée :

Soit $2 \times 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$ Avec $St = 20 \text{ cm}$

▪ En appuis :

Soit $2 \times 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$ Avec $St = 20 \text{ cm}$

- ✓ Le RPA99 exige que le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0,5% en toute section.

$$3.39 + 3.39 = 6.78 \text{ cm}^2 > \frac{0,5bh}{100} = \frac{0,5 \cdot 30 \cdot 40}{100} = 6 \text{ cm}^2 \quad \text{OK}$$

- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux soit 4% en zone courante.

$$6.78 \text{ cm}^2 < \frac{4bh}{100} = \frac{4 \cdot 30 \cdot 40}{100} = 48 \text{ cm}^2$$

▪ Vérification :

a) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 38 \frac{2.1}{400} = 1.38 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.38 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.38 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

b) Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 Art 5-1.2):

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \begin{cases} \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} \\ 5 \text{ MPa} \end{cases} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$V_u = T_{\max} = 30.01 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{30.01 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.38} = 0.26 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.26 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

c) Vérification de la condition d'adhérence (BAEL 91 Art A 6,13) :

$$\tau_{ser} = T_u / 0.9 \times d \times \sum u_i < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = 30.01 \times 10^{-3} / 0.9 \times 0.38 \times 3(0.12)\pi = 0.078 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

✓ **Influence sur les armatures longitudinales inférieures:**

- **On doit vérifier que :**

$$A_{S \text{ appui}} \geq \frac{1.15}{f_e} \left[T_u + \frac{M_{\text{appui}}}{0.9d} \right]$$

$$A_{S \text{ appui}} = 6.79 \text{ cm}^2$$

$$T_u^{\max} = 30.01 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appui}} = 5.40 \text{ KN.m}$$

$$A_{S \text{ appui}} \geq \frac{1.15 \times 10^{-3}}{400} \left[30.01 + \frac{5.40}{0.9 \times 0.38} \right] = 1.32 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{S \text{ appui}} = 6.79 \text{ cm}^2 \geq 1.32 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

- **Calcul des armatures transversales:**

$$S_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) = \min(34.2, 40) = 34.2 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0.4 \quad \Rightarrow \quad A_t \geq \frac{b x S_t x 0.4}{f_e}$$

$$A_t \geq \frac{0.4 \times 30 \times 20}{400} = 0.6 \text{ cm}^2$$

On prend des $\phi 8$ pour les cadres et les étriers. (Un cadre et un étrier).

Espacement des barres : D'après RPA99 Art 7.5.2.2 on obtient :

- **En zone nodale :** $S_t \leq \min\left(\frac{h_t}{4}, 12\phi_L\right)$ en prend : $S_t = 10\text{cm}$

- **En zone courante :** $S_t < \frac{h_t}{2} = 20\text{cm}$ en prend : $S_t = 15\text{cm}$

- **Vérification à l'E.L.S :**

- **Contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = K.Y$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$I = \frac{b.y^3}{3} + \eta A(d-y)^2 + \eta A'(y-d')^2 \quad \eta = 15$$

$$\frac{b.y^2}{2} + \eta(A+A')y - \eta(Ad - A'd) = 0$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableaux III.19. Les résultats trouvés de la Vérification à l'ELS du 3^{ème} Type d'escalier (poutre palier).

	M ser (KN.M)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (N/mm ³)	σ_{bc} (MPa)	η σ_{bc} (MPa)	Observation
Travée	13.02	3.39	5.9221×10 ⁴	5.71	0.022	1.26	15	C. Vérifié
Appui	4.60	3.39	5.9221×10 ⁴	5.71	0.007	0.39	15	C. Vérifié

• **vérification de la flèche:**

Pour se dispenser du calcul de la flèche il faut vérifier :

$$\frac{A_s}{b.d} = \frac{3.39}{30 \times 38} = 0.0029 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{240} = 0.16 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{C.V}$$

Schéma de ferrailage de la poutre palière :

3HA12

3HA12

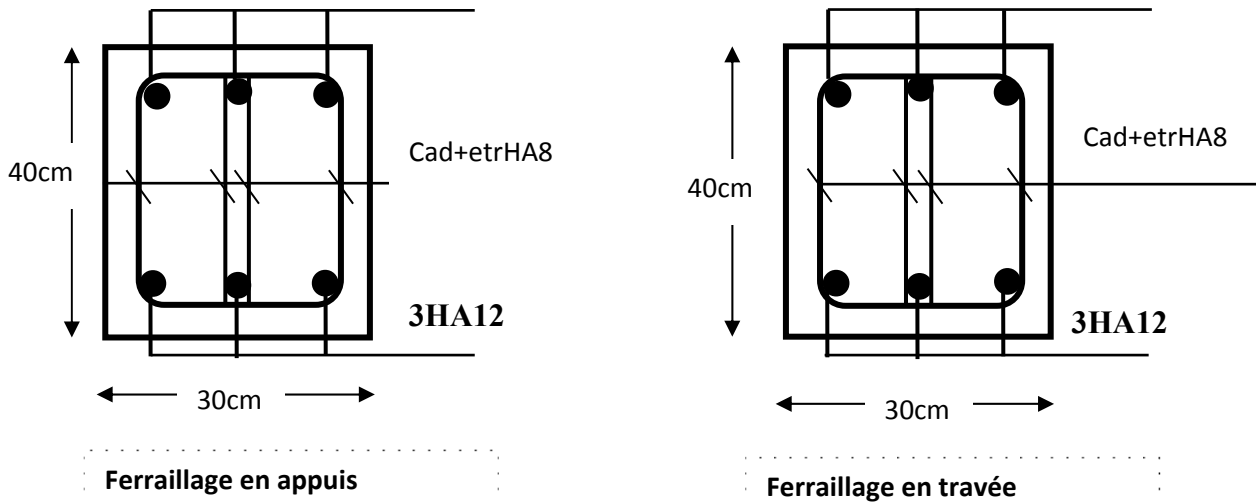


Figure III.29. Schéma de ferrailage de la poutre palière du 3^{ème} Type d'escalier.

4^{ème} Type d'escalier

Etage courante :

✓ Calcul de la poutre palière :

C'est une poutre de section rectangulaire, elle est semi encastrée à ses deux extrémités dans les poteaux, est elle qui propose de palier de repos.

❖ Pré dimensionnement :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

et

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

Avec : h_t : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : longueur de la poutre

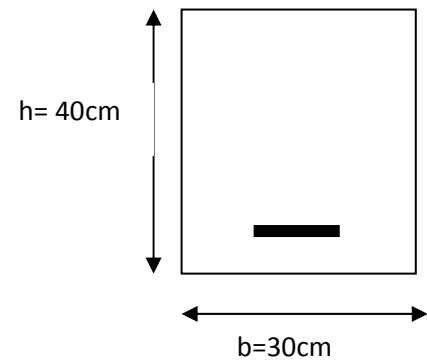
D'où :

$$\frac{240}{15} \leq h_t \leq \frac{240}{10}, \quad \Rightarrow \quad 16 \text{ cm} \leq h_t \leq 24 \text{ cm}$$

Compte tenu des exigences du RPA99 (Art7.51), on adopte pour $h_t = 40 \text{ cm}$

$$0,4 \cdot 40 \leq b \leq 0,7 \cdot 40 \rightarrow 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

On prend $b = 30 \text{ cm}$



$$\left. \begin{array}{l} h_t = 40\text{cm} \geq 30\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{40}{30} = 1,33 \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow CV$$

Détermination des charges et surcharges :

La poutre palier sera sollicitée par :

✓ **Poids propre de la poutre** : $0.4 \times 0.4 \times 25 = 3 \text{ KN/ml}$

➔ $G_0 = 3 \text{ KN / ml}$

Poids propre du mure sur la poutre G_1 :

$$G_1 = 20 \times 0.25 \times 1.53 = 7.65 \text{ KN/ml}$$

✓ **La charge p_u** :

$$p_u = 5.05 \times 1.2 + 8.11 \times 0.6 = 10.93 \text{ KN/ml}$$

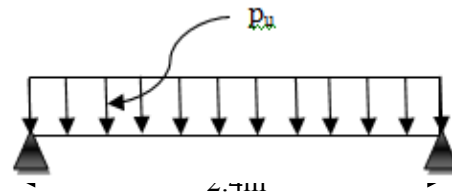


Figure III.30. Schéma statique du 4^{ème} Type d'escalier.

✓ **Combinaison à considérée** :

• **la charge totale de la poutre palière à l'ELU** :

$$q_u = 1.35 (G_0 + G_1) + P_u$$

$$q_u = 1.35 (3 + 7.65) + 10.93 = 25.31 \text{ KN/m}$$

• **la charge totale de la poutre palière à l'ELS** :

$$q_s = (G_0 + G_1) + P_u$$

$$q_s = (3 + 7.65) + 10.93 = 21.58 \text{ KN/ml}$$

▪ **Moment fléchissant à l'ELU** :

$$M_0 = q_u \frac{L^2}{8} = 25.31 \times \frac{(2.4)^2}{8} = 18.22 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte de semi encastrement :

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0.3 M_0 = -5.5 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travées : } M_t = 0.85 M_0 = 15.49 \text{ KN.m}$$

▪ **Moment fléchissant à l'ELS** :

$$M_0 = q_u \frac{L^2}{8} = 21.49 \times \frac{(2.4)^2}{8} = 15.47 \text{ KN.m}$$

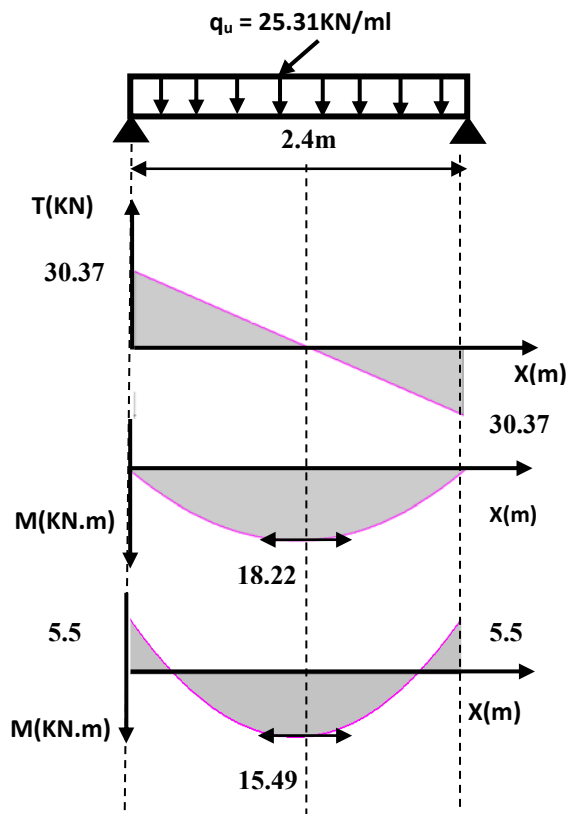
Pour tenir compte de semi encastrement :

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0.3 M_0 = -4.64 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travées : } M_t = 0.85 M_0 = 13.15 \text{ KN.m}$$

➤ Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant :

À L'ELU :



À L'ELS :

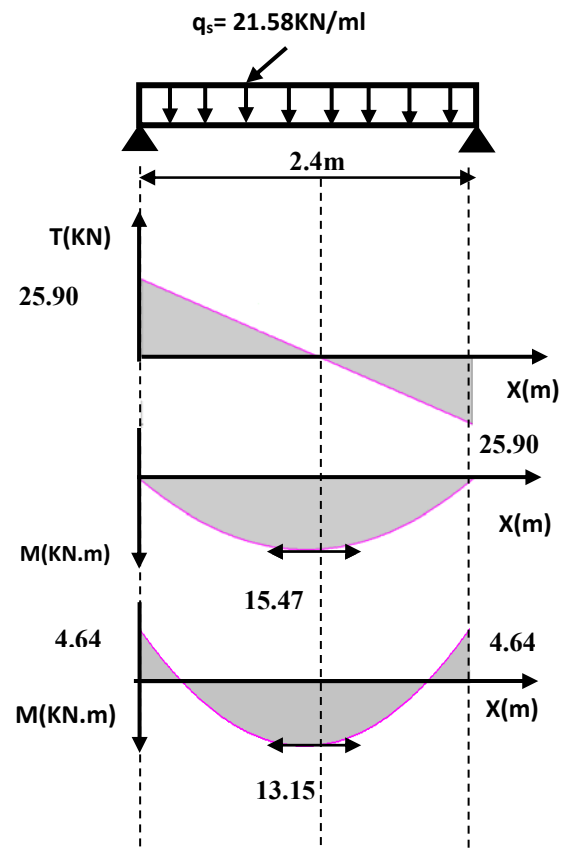


Figure III.31. Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à L'ELU et L'ELS pour la poutre palier du 4^{ème} Type d'escalier.

➤ Ferrailage l'ELU :

- Armature principale :
- Calcul des armatures à l'ELU :
- En flexion simple :

Tableaux III.20. Calcul des armatures à l'ELU du 4^{ème} Type d'escalier
(Poutre palier).

	M_u (kN.m)	γ	μ_{bu}	μ_{lu}	$\mu_{bu} < \mu_{lu}$	$\mu_{bu} < 0.275$	z_b (cm)	A_l (cm ²)
Travée	15.49	1.18	0.025	0.223	A'=0 (pas d'armature comprimée)	Méthode simplifiée	37.43	1.19
Appui	5.5	1.18	0.01	0.223	A'=0 (pas d'armature comprimée)	Méthode simplifiée	37.77	0.418

▪ **En travée :**

Soit $2 \times 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$ Avec $St = 20 \text{ cm}$

▪ **En appuis :**

Soit $2 \times 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$ Avec $St = 20 \text{ cm}$

✓ Le RPA99 exige que le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0,5% en toute section.

$$3.39 + 3.39 = 6.78 \text{ cm}^2 > \frac{0,5bh}{100} = \frac{0,5 \cdot 30 \cdot 40}{100} = 6 \text{ cm}^2 \quad \text{OK}$$

✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux soit 4% en zone courante.

$$6.78 \text{ cm}^2 < \frac{4bh}{100} = \frac{4 \cdot 30 \cdot 40}{100} = 48 \text{ cm}^2$$

▪ **Vérification :**

a) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 38 \frac{2.1}{400} = 1.38 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.38 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.38 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

b) Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 Art 5-1.2) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPa} \\ 5 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$V_u = T_{\max} = 30.37 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{30.37 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.38} = 0.266 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.266 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

c) Vérification de la condition d'adhérence (BAEL 91 Art A 6,13) :

$$\tau_{ser} = T_u / 0.9 x dx \sum u_i < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = 30.37 \times 10^{-3} / 0.9 \times 0.38 \times 3(0.12)\pi = 0.079 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

✓ **Influence sur les armatures longitudinales inférieures:**

• **On doit vérifier que :**

$$AS_{\text{appui}} \geq \frac{1.15}{f_e} \left[Tu + \frac{M_{\text{appui}}}{0.9d} \right]$$

$$A_{S \text{ appui}} = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$T_u^{\max} = 30.37 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appui}} = 5.5 \text{ KN.m} \quad A_{S_{\text{appui}}} \geq \frac{1.15 \times 10^{-3}}{400} \left[30.37 + \frac{5.5}{0.9 \times 0.38} \right] = 1.34 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.34 \text{ cm}^2$$

$$A_{S \text{ appui}} = 3.39 \text{ cm}^2 \geq 1.34 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

• **Calcul des armatures transversales:**

$$S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = \min(34.2, 40) = 34.2 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0.4 \quad \Rightarrow \quad A_t \geq \frac{b x S_t x 0.4}{f_e}$$

$$A_t \geq \frac{0.4 \times 30 \times 20}{400} = 0.6 \text{ cm}^2$$

On prend des $\phi 8$ pour les cadres et les étriers. (Un cadre et un étrier).

Espacement des barres : D'après RPA99 Art7.5.2.2 on obtient :

- **En zone nodale :** $S_t \leq \min\left(\frac{h_t}{4}, 12 \phi_L\right)$ en prend : $S_t = 10 \text{ cm}$

- **En zone courante :** $S_t < \frac{h_t}{2} = 20 \text{ cm}$ en prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

▪ **Vérification à l'E.L.S :**

• **Contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = K.Y$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$I = \frac{b.y^3}{3} + \eta A(d-y)^2 + \eta A'(y-d')^2 \quad \eta = 15$$

$$\frac{b.y^2}{2} + \eta(A+A')y - \eta(Ad - A'd) = 0$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableaux III.21. Les résultats trouvés de la Vérification à l'ELS du 4^{ème} Type d'escalier (Poutre palier).

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (MPa/m)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Observation
travée	13.15	3.39	5.9221×10^4	5.71	0.022	1.26	15	C. Vérifié
appui	4.64	3.39	5.9221×10^4	5.71	0.009	0.51	15	C. Vérifié

• **vérification de la flèche:**

Pour se dispenser du calcul de la flèche il faut vérifier :

$$\frac{A_s}{b.d} = \frac{3.39}{30 \times 38} = 0.0029 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{240} = 0.17 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{C.V}$$

➤ **Schéma de ferrailage de la poutre palière :**

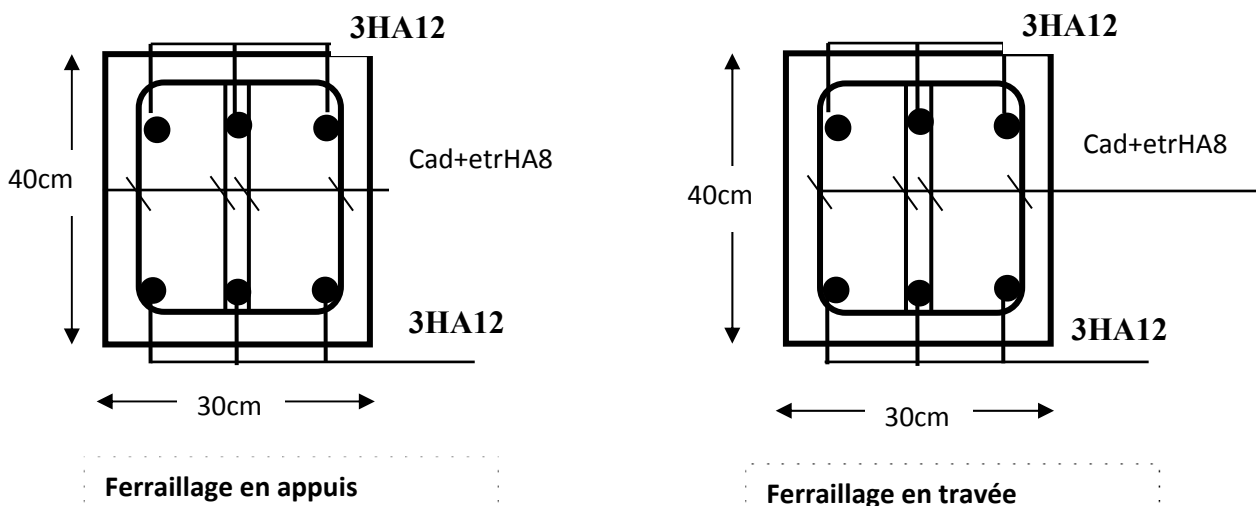


Figure III.32. Schéma de ferrailage de la poutre palière du 4^{ème} Type d'escalier.

III.5. Etude d'escalier pour bloc B :

5^{ème} Type d'escalier

➤ **Détermination des sollicitations de calcul :**

Le chargement est donné pour une bande de 1ml de largeur.

Détermination des charges et surcharges :

- **La paillasse :**

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 9.60 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ Q = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{array} \right.$$

- Le palier : $\begin{cases} G = 6.30 \text{ KN / m}^2 \\ Q = 2.50 \text{ KN / m}^2 \end{cases}$

✓ **Combinaisons des charges**

- **ELU :**

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1$$

- **La paillasse :** $q_1 = (1.35 \times 9.60 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 16.71 \text{ KN / ml}$

- **Le palier :** $q_2 = (1.35 \times 6.30 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 12.26 \text{ KN / ml}$

- **ELS :** $q_{ser} = (G + Q) \times 1$

- **La paillasse :** $q_1 = (9.60 + 2.5) \times 1 = 12.1 \text{ KN / ml}$

- **Le palier :** $q_2 = (6.30 + 2.5) \times 1 = 8.8 \text{ KN / ml}$

➤ **Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant :**

➤ **à L'ELU :**

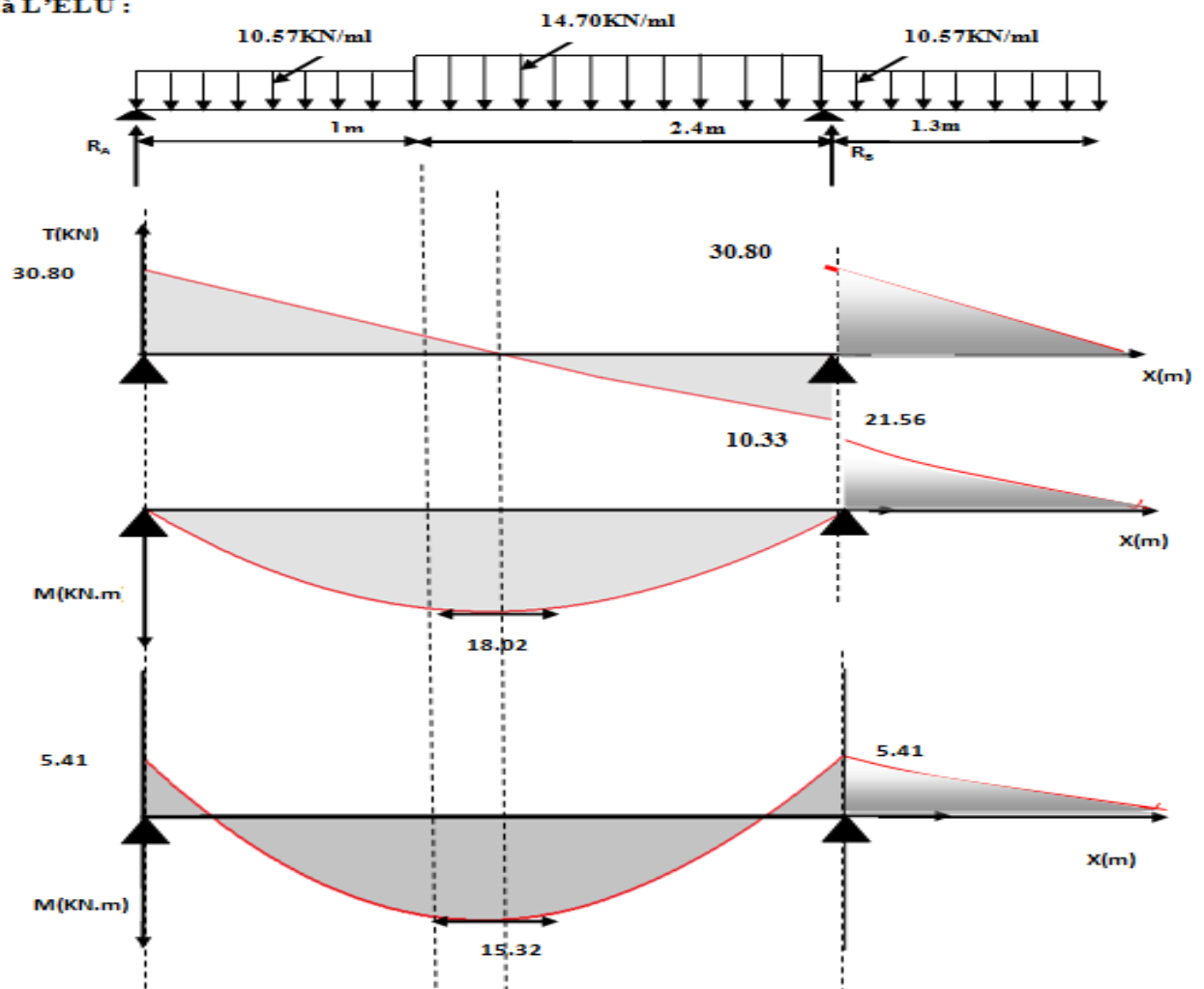


Figure III.33. Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à L'ELU.

➤ à L'ELS :

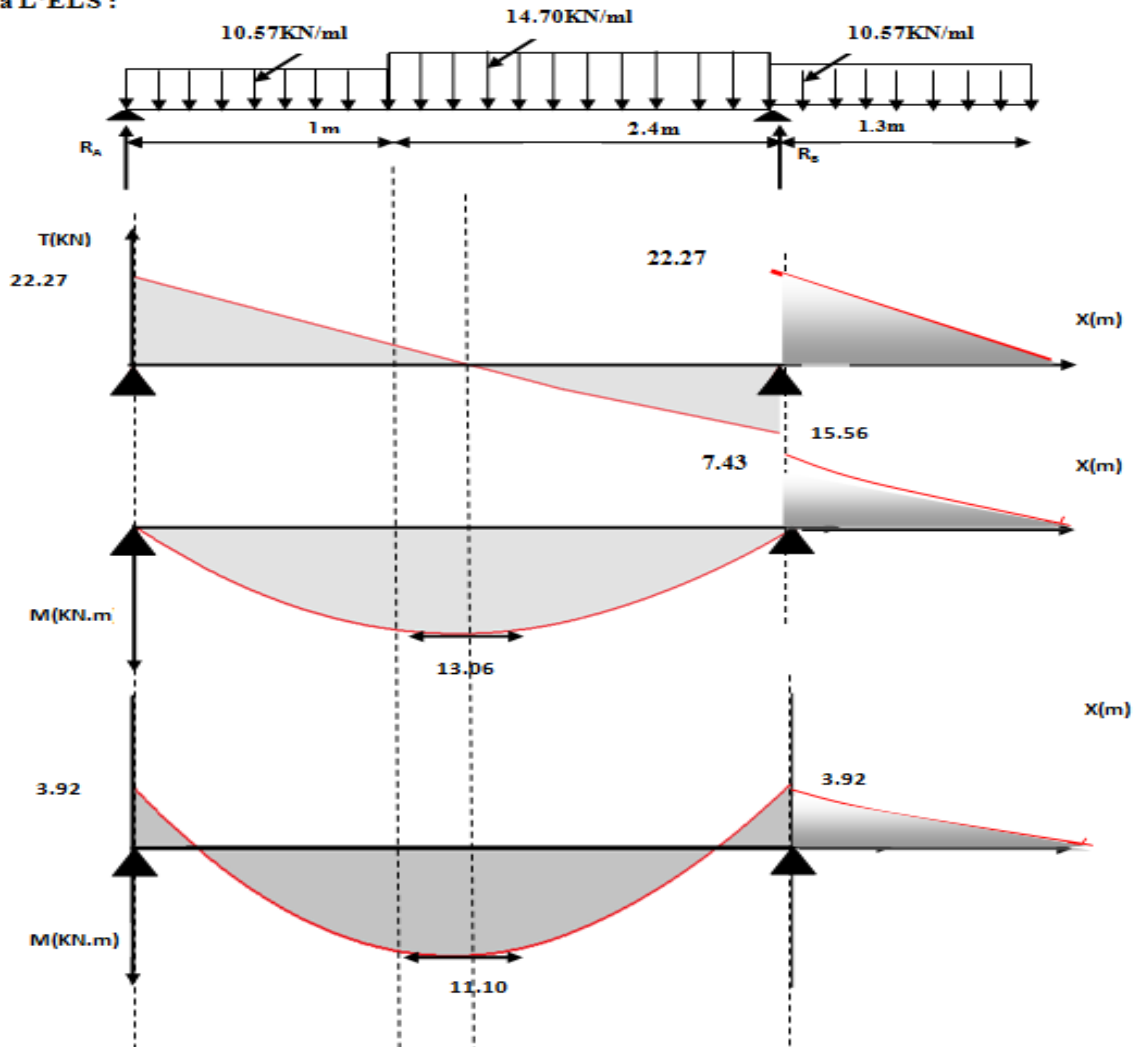


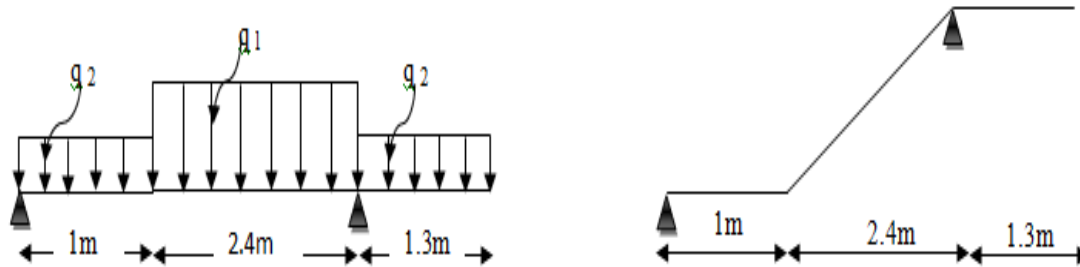
Figure III.34. Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à L'ELS.

➤ Ferrailage :

a) Calcul du ferrailage à L'ELU :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m. la fissuration est considérée comme peu nuisible. La paillasse est assimilée à une poutre horizontale simplement appuyée soumise à un chargement vertical uniformément réparti.

✓ Schéma statique :

Figure III.35. Schéma statique du 5^{ème} Type d'escalier.

✓ Les réactions aux appuis :

- ELU :

$$R_A = 21.56 \text{ KN}$$

$$R_B = 46.74 \text{ KN}$$

- ELS :

$$R_A = 13.55 \text{ KN}$$

$$R_B = 29.28 \text{ KN}$$

Pour avoir le diagramme des moments fléchissant avec la prise en considération de la continuité on calcule les moments majorés :

Aux appuis : $M_a = -0.3 \times M_{max}$

En travée: $M_t = 0,85 \times M_{max}$

- ELU :

$$\begin{cases} M_{max} = 18.02 \text{ KN.m} \\ M_a = -5.41 \text{ KN.m} \\ M_t = 15.32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

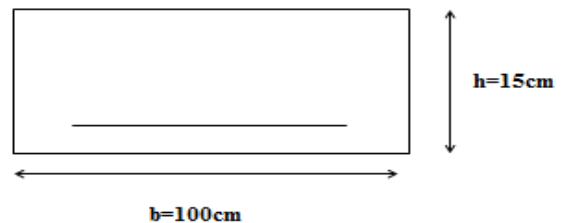
- ELS :

$$\begin{cases} M_{max} = 13.06 \text{ KN.m} \\ M_a = -3.92 \text{ KN.m} \\ M_t = 11.10 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Calcul des armatures :

Il sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple.

- Armature principale :



• Calcul des armatures à l'ELU :

• En flexion simple :

$$b = 1 \text{ m}, \quad h = 15 \text{ cm}, \quad d = 0.9 h = 13.5 \text{ cm}$$

Tableaux III.22. Calcul des armatures à l'ELU du 5^{ème} Type d'escalier.

	M_u (kN.m)	γ	μ_{bu}	μ_{lu}	$\mu_{bu} < \mu_{lu}$	$\mu_{bu} < 0.275$	z_b (cm)	A_l (cm ²)
travée	15.32	1.38	0.059	0.292	$A'=0$ (pas d'armature comprimée)	Méthode simplifiée	13.02	3.38
Appui	5.41	1.38	0.021	0.292	$A'=0$ (pas d'armature comprimée)	Méthode simplifiée	13.33	1.17

- En travée

Soit 5 HA 12 = 5.65 cm² Avec St = 20 cm

- En appuis :

Soit 5 HA12 = 5.65 cm² Avec St = 20 cm

- Armatures de répartition

{	Travée $A_t = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$
	Appuis $A_a = \frac{A_a}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$
	Soit 6HA 8 = 3.02cm ² Avec $S_t = 25\text{cm}$

- Verifikation:

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

$$A_a = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

- Vérification de disposition d'armature (Art A.8.2.4.B.A.E.L.91) :

L'écartement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Armatures longitudinales : $S_t < \min \{3h ; 33\text{cm}\} = \min \{45 ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$
 $S_t = \{20 ; 25\text{cm}\} < 33\text{cm} \Rightarrow$ condition vérifiée
- Armatures de répartition : $S_t \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = \min \{60 ; 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm}$
 $S_t = \{25 ; 25\text{cm}\} < 45\text{cm} \Rightarrow$ condition vérifiée

- Contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = K.Y$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A (d - y)^2 + \eta A' (y - d')^2 \quad \eta = 15$$

$$\frac{b \cdot y^2}{2} + \eta (A + A') y - \eta (A d - A' d) = 0$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableaux III.23. Les résultats trouvés de la Vérification à l'ELS du 5^{ème} Type d'escalier.

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (MPa/m)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Observation
travée	11.10	5.65	9.78197×10 ³	4.01	0.113	4.53	15	C. Vérifié
appui	3.92	5.65	9.78197×10 ³	4.01	0.04	1.6	15	C. Vérifié

• Vérification d'adhérence d'appui (BAEL 91 Art A 6,13)

$$\tau_{ser} = T_u / 0.9 x dx \sum u_i < \overline{\tau_{se}} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3.15 MPa$$

$$\tau_{ser} = 30.80 \times 10^{-3} / 0.9 \times 0.135 \times 5(0.12)\pi = 0.135 MPa < \overline{\tau_{se}} = 3.15 MPa \quad C.V$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

• Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 Art 5-1.2) :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira le cas le plus défavorable.

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \overline{\tau_u} = \min \begin{cases} \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPa} \\ 5 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$V_u = T_{max} = 30.80 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{30.80 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.023 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.023 \text{ Mpa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ Mpa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

• Calcul de la flèche :

$$\frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{5.65}{100 \times 13.5} = 0.00418 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \text{ MPa} \quad C.V$$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{240} = 0.0625 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad C.V$$

➤ Schéma de ferrailage

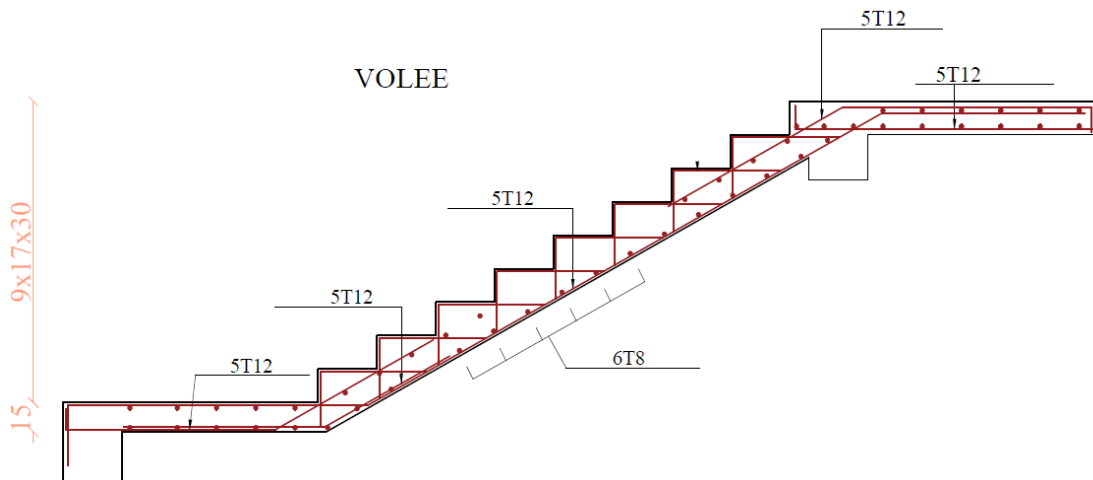


Figure III.36. Schéma de ferrailage du 5^{ème} Type d'escalier.

III.6 .Etude de poutre palier bloc B :

5^{ème} Type d'escalier:

C'est une poutre de section rectangulaire, elle est semi encastrée à ses deux extrémités dans les poteaux, est elle qui propose de palier de repos.

✓ Pré dimensionnement :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

et

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

Avec : h_t : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : longueur de la poutre

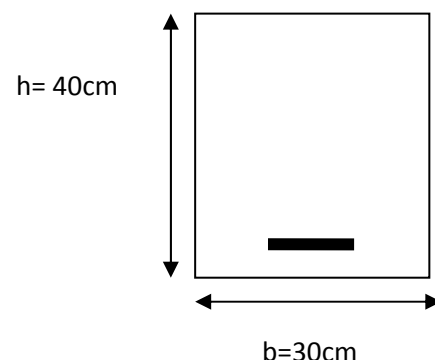
D'où :

$$\frac{280}{15} \leq h_t \leq \frac{280}{10}, \quad \Rightarrow \quad 18.66 \text{ cm} \leq h_t \leq 28 \text{ cm}$$

Compte tenu des exigences du RPA99 (Art7.51), on adopte pour $h_t = 40 \text{ cm}$

$$0,4 \cdot 40 \leq b \leq 0,7 \cdot 40 \rightarrow 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

On prend $b = 30 \text{ cm}$.



$$\left. \begin{array}{l} h_t = 40\text{cm} \geq 30\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{40}{30} = 1,33 \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow CV$$

➤ **Détermination des charges et surcharges :**

La poutre palier sera sollicitée par :

✓ **Poids propre de la poutre :** $0,4 \times 0,4 \times 25 = 3 \text{ KN/ml}$

➔ $G_0 = 3 \text{ KN / ml}$

✓ **Poids propre du mure sur la poutre G_1 :**

$G_1 = 20 \times 0,25 \times 3,06 = 15,3 \text{ KN/ml}$

✓ **La charge p_u :**

$p_u = 6,30 \times 1 + 9,60 \times 1,35 = 19,26 \text{ KN/ml}$

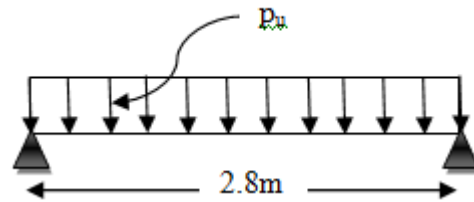


Figure III.37. Schéma statique de la poutre palier du 5^{ème} Type d'escalier.

✓ **Combinaison à considérée :**

• **la charge totale de la poutre palière à l'ELU :**

$$q_u = 1,35 (G_0 + G_1) + P_u$$

$$q_u = 1,35 (3 + 15,3) + 19,26 = 43,97 \text{ KN/m}$$

• **la charge totale de la poutre palière à l'ELS :**

$$q_s = (G_0 + G_1) + P_u$$

$$q_s = (3 + 15,3) + 19,26 = 37,56 \text{ KN/ml}$$

▪ **Moment fléchissant à l'ELU :**

$$M_0 = q_u \frac{L^2}{8} = 43,97 \times \frac{(2,8)^2}{8} = 43,09 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte de semi encastrement :

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0,3 M_0 = -12,93 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travées : } M_t = 0,85 M_0 = 36,63 \text{ KN.m}$$

▪ **Moment fléchissant à l'ELS :**

$$M_0 = q_u \frac{L^2}{8} = 37,56 \times \frac{(2,8)^2}{8} = 36,81 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte de semi encastrement :

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0,3 M_0 = -11,04 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travées : } M_t = 0,85 M_0 = 31,29 \text{ KN.m}$$

➤ Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant :

À L'ELU :

À L'ELS :

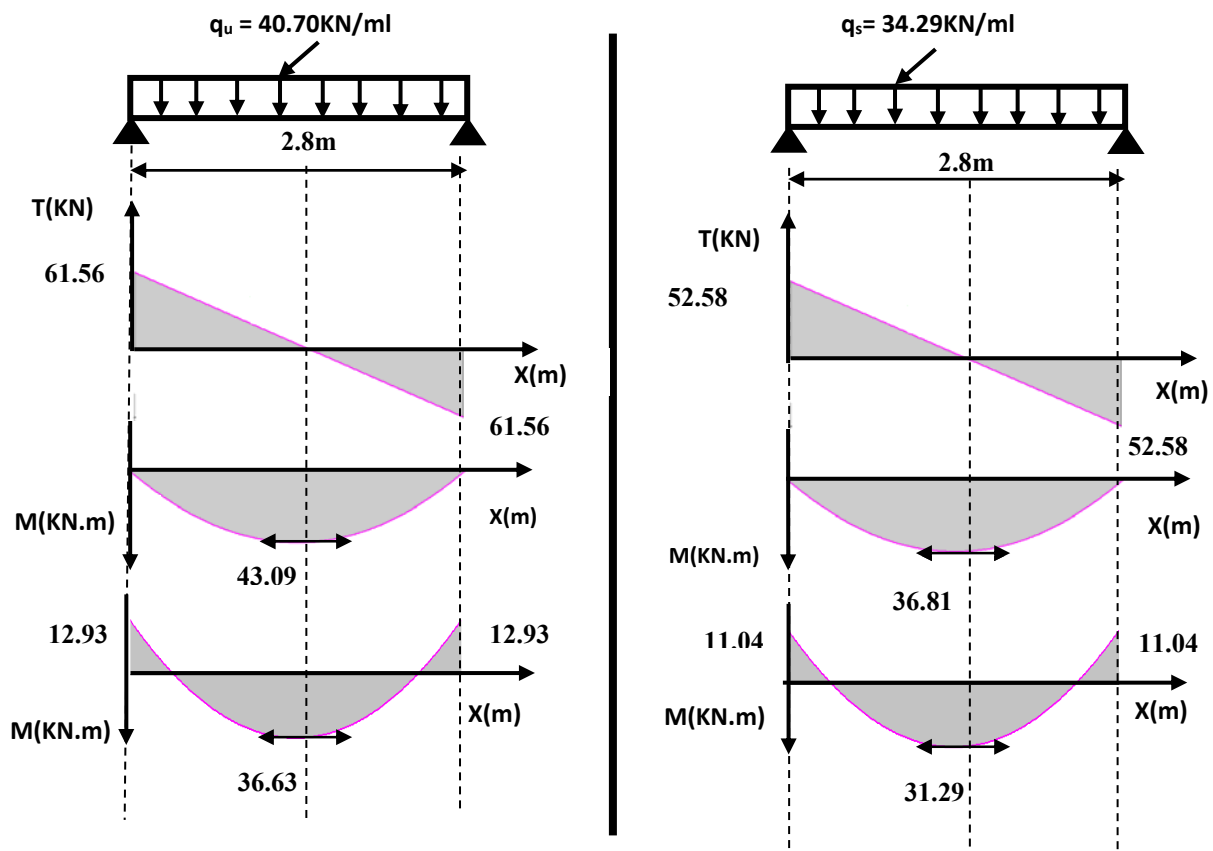


Figure III.38. Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à L'ELU et L'ELS pour la poutre palier du 5^{ème} Type d'escalier.

➤ Ferrailage l'ELU :

- Armature principale :

- Calcul des armatures à l'ELU :
- En flexion simple :

Tableaux III.24. Calcul des armatures à l'ELU du 5^{ème} Type d'escalier (poutre palier).

	M_u (kN.m)	γ	μ_{bu}	μ_{lu}	$\mu_{bu} < \mu_{lu}$	$\mu_{bu} < 0.275$	z_b (cm)	A_l (cm ²)
Travée	36.63	1.17	0.06	0.227	$A'=0$ (pas d'armature comprimée)	Méthode simplifiée	36.63	2.87
Appui	12.93	1.17	0.021	0.227	$A'=0$ (pas d'armature comprimée)	Méthode simplifiée	37.52	0.99

- **En travée :**

Soit $2 \times 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$ Avec $St = 20 \text{ cm}$

- **En appuis :**

Soit $2 \times 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$ Avec $St = 20 \text{ cm}$

✓ Le RPA99 exige que le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0,5% en toute section.

$$3.39 + 3.39 = 6.78 \text{ cm}^2 > \frac{0,5bh}{100} = \frac{0,5 \cdot 30 \cdot 40}{100} = 6 \text{ cm}^2 \quad \text{OK}$$

✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux soit 4% en zone courante.

$$6.78 \text{ cm}^2 < \frac{4bh}{100} = \frac{4 \cdot 30 \cdot 40}{100} = 48 \text{ cm}^2$$

- **Vérification :**

a) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 38 \frac{2.1}{400} = 1.38 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.38 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.38 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

b) Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 Art 5-1.2) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPa} \\ 5 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$V_u = T_{\max} = 61.56 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{61.56 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.38} = 0.54 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.54 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

c) Vérification de la condition d'adhérence (BAEL 91 Art A 6,13) :

$$\tau_{ser} = T_u / 0.9 x dx \sum u_i < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = 61.56 \times 10^{-3} / 0.9 \times 0.38 \times 3(0.12)\pi = 0.159 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

✓ **Influence sur les armatures longitudinales inférieures:**

- **On doit vérifier que :**

$$AS_{\text{appui}} \geq \frac{1.15}{f_e} \left[T_u + \frac{M_{\text{appui}}}{0.9d} \right]$$

$$A_{S \text{ appui}} = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$T_u^{\max} = 61.56 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appui}} = 12.93 \text{ KN.m} \quad A_{S_{\text{appui}}} \geq \frac{1.15 \times 10^{-3}}{400} \left[61.56 + \frac{12.93}{0.9 \times 0.38} \right] = 2.86 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2.86 \text{ cm}^2$$

$$A_{S \text{ appui}} = 3.39 \text{ cm}^2 \geq 2.86 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

• **Calcul des armatures transversales:**

$$S_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) = \min(34.2, 40) = 34.2\text{cm} \quad \Rightarrow \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0.4 \quad \Rightarrow \quad A_t \geq \frac{b x S_t x 0.4}{f_e}$$

$$A_t \geq \frac{0.4 \times 30 \times 20}{400} = 0.6 \text{ cm}^2.$$

On prend des $\phi 8$ pour les cadres et les étriers. (Un cadre et un étrier).

Espacement des barres : D'après RPA99 Art7.5.2.2 on obtient :

- **En zone nodale :** $S_t \leq \min\left(\frac{h_t}{4}, 12\phi_L\right)$ en prend : $S_t = 10\text{cm}$.

- **En zone courante :** $S_t < \frac{h_t}{2} = 20\text{cm}$ en prend : $S_t = 15\text{cm}$.

▪ **Vérification à l'E.L.S :**

- **Contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = K.Y$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$I = \frac{b.y^3}{3} + \eta A(d-y)^2 + \eta A'(y-d')^2 \quad \eta = 15$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableaux III.25. Les résultats trouvés de la Vérification à l'ELS du 5^{ème} Type d'escalier (poutre palier).

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (MPa/m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
travée	31.29	3.39	5.9221×10^4	5.71	0.053	3.03	15	C. Vérifié
appui	11.04	3.39	5.9221×10^4	5.71	0.019	1.08	15	C. Vérifié

- **vérification de la flèche:**

Pour se dispenser du calcul de la flèche il faut vérifier :

$$\frac{A_s}{b.d} = \frac{3.39}{30 \times 38} = 0.0029 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{240} = 0.17 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{C.V}$$

a) Armatures longitudinales:

$$M_{\text{tor}} = 6.44 \text{ KN.m};$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = (30 - 5) \times (35 - 5) = 750 \text{ cm}^2$$

$$\mu = 2[(b - e) + (h - e)] = 1.1 \text{ m}$$

$$A_{\text{tor}} = \frac{1.15 \times 100 \times M_{\text{tor}} \times \Omega}{2\mu f_e} = \frac{1.15 \times 100 \times 6.44 \times 0.075 \times 10^{-2}}{2 \times 1.1 \times 400}$$

$$A_{\text{tor}} = 6.31 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 6.31 \text{ cm}^2$$

b) Contrainte de cisaillement due à la torsion :

$$\tau_{\text{utor}} = \frac{0.01 \times M_{\text{tor}}}{2 \Omega e} = \frac{0.01 \times 6.44 \times 10^{-3}}{2 \times 0.075 \times 0.05} = 8.58 \times 10^{-3} \text{ MPa} \quad \tau_{\text{uTot}} = \sqrt{\tau_{\text{UTOR}}^2 + \tau_u^2} =$$

$$\sqrt{(8.58 \times 10^{-3})^2 + 0.5^2} = 0.5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{\text{uTot}} = 0.5 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa.}$$

c) Armatures transversales:

$$A_{\text{tr tor}} = \frac{1.15 \times M_{\text{tor}} \times S_t}{2 \Omega f_e} = \frac{1.15 \times 6.44 \times 0.2 \times 10^{-3}}{2 \times 0.075 \times 400} = 0.246 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.246 \text{ cm}^2$$

Avec: $S_t = 20 \text{ cm}$

1) Ferrailage finale de la poutre palière:

a) Armatures longitudinales:

- **En travée:**

$$A_S = A_t + \frac{A_{\text{tor}}}{2} = 3.39 + \frac{6.31}{2} = 6.54 \text{ cm}^2$$

- **En appuis :**

$$A_S = A_a + \frac{A_{\text{tor}}}{2} = 3.39 + \frac{6.31}{2} = 6.54 \text{ cm}^2$$

b) Armatures transversales:

$$A = A_{\text{tr tor}} + A_t \quad \longrightarrow \quad A = 0.246 + 0.6 = 0.846 \text{ cm}^2.$$

Tableaux III.26. Calcul des armatures.

Armatures longitudinal (cm ²)		Armature transversals (cm ²)
Travée	Appui	
3HA14 + 3HA10 = 6.98	3HA14 + 3HA10 = 6.98	Cad + etr Ø10 = 1.57

➤ Schéma de ferrailage de la poutre palière :

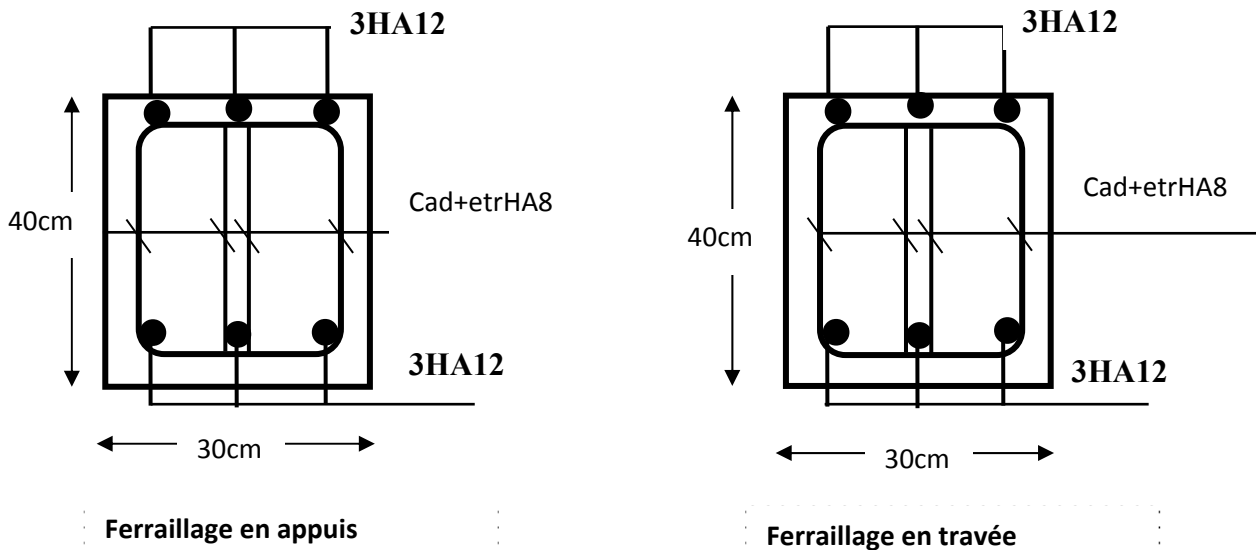


Figure III.39. Schéma de ferrailage de la poutre palière du 5^{ème} Type d'escalier.

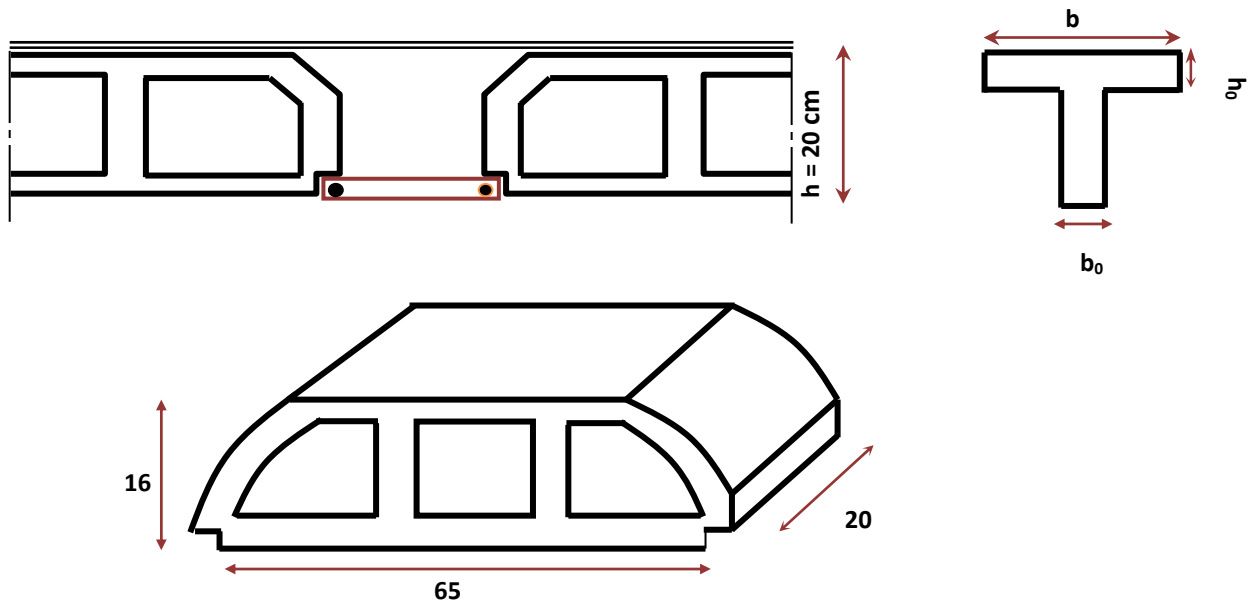
III.7. Calcul du plancher:

Les planchers sont des éléments horizontaux plans, permettant la séparation entre les niveaux successifs, et déterminent les différents niveaux d'un bâtiment.

Les planchers de notre bâtiment sont en corps creux (16+4) associés à des poutrelles préfabriquées.

Le plancher à corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance; la distance entre axes des poutrelles est de **65 cm**.
- Remplissage en corps creux; sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de **16 cm**.
- Une dalle de compression en béton de **4 cm** d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :
 - Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
 - Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites.



III.7.1 Dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur toute la surface de plancher, avec une épaisseur de **4cm**.

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dans lequel les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- **33 cm** : dans le sens parallèle aux poutrelles.
- **20cm** : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

En pratique (en Algérie on considère un maillage de **20cm**)

✓ Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

➤ Si : $L_1 \leq 50 \text{ cm}$

La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en cm^2/ml doit être au moins égale à :

$$A_{\perp \text{ nervures}} = \frac{200}{f_e}$$

➤ Si : $50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm}$

La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en cm^2/ml doit être au moins égale à :

$$A_{\perp \text{ nervures}} = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e} \quad \text{avec : } (L_1 \text{ en cm}) \quad \text{Avec : un espacement : } \text{St} = 20 \text{ cm}$$

Avec : L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1 = 65 \text{ cm}$).

$A_{\perp \text{ nervures}}$: Diamètre perpendiculaire aux poutrelles, $F_e = 4\text{M}00\text{Pa}$

(F_e : limite élastique des aciers utilisées). 'Quadrillage de treilles soudé (TLE 520).

$$A_{\perp \text{ nervures}} = 4 \frac{65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2 / \text{m l}$$

Avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$.

$$A_{\perp} = 5 \varnothing 6 = 1.41 \text{ cm}^2$$

✓ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{// \text{ nervures}} = A_T / 2 = 1.41 / 2 = 0.705 \text{ cm}^2$$

$A_{//}$: diamètre parallèle aux poutrelles

$$A_{//} = 5 \varnothing 6 = 1.41 \text{ cm}^2$$

• **Conclusion :**

Pour le ferrailage de la dalle de Compression, On adopte un treillis Soudés dont la dimension des Mailles est égale à 20cm suivant les deux sens (**20x20**).

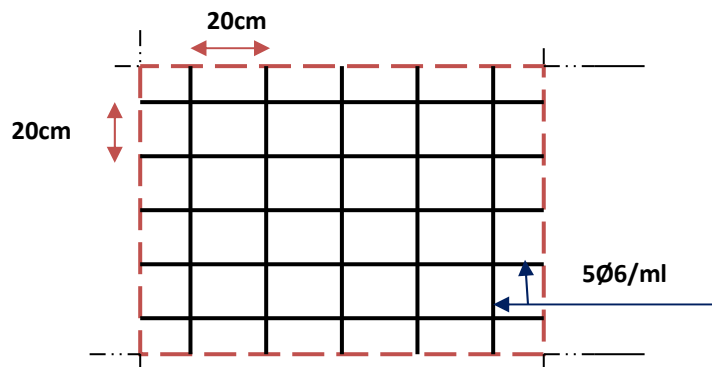


Figure III.40. Treillis soudés (20x20) cm²

III.7.2. calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives. et leurs rôle dans le plancher est de transmettre les charges verticales appliquée sur ce dernier aux poutres principales.

Le calcul se fait en deux étapes :

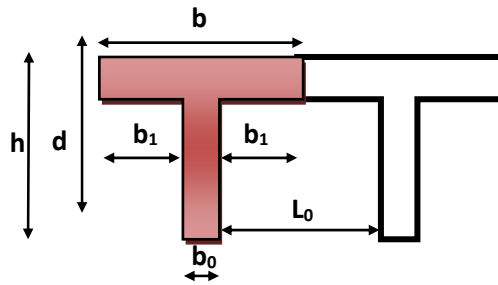
- 1^{ère} étapes : avant le coulage de la table de compression
- 2^{ème} étapes : après le coulage de la table de compression

✓ **Pré dimensionnement des poutrelles :**

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- Si les poutres dans les deux sens sont égales alors on choisit le sens ou on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.



L_1 : La longueur de l'hourdis. $\Rightarrow L_1=65\text{cm}$

L_0 : la distance entre deux parements voisins de deux poutrelles

$$\Rightarrow L_0=65-12=53\text{ cm}$$

L : la longueur de la plus grande travée $\Rightarrow L = 3.7\text{m}$

b_0 : largeur de la nervure $\Rightarrow b_0 = 12\text{cm}$

h_0 : épaisseur de la dalle de compression $\Rightarrow h_0 = 4\text{cm}$

b : largeur de la dalle de compression $\Rightarrow b = 2b_1 + b_0$

On a : $h \geq \frac{L}{22.5} = \frac{380}{22.5} = 16.89\text{ cm} \Rightarrow \text{On prend } h = 20\text{cm}$

Pour b_0 on a : $0.3 h \leq b_0 \leq 0.7 h \Rightarrow 0.3 \times 20 \leq b_0 \leq 0.7 \times 20$

$6\text{ cm} \leq b_0 \leq 14\text{cm} \Rightarrow \text{donc on a : } b_0 = 12\text{cm}$

Calcul de largeur de la table :

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} \leq \min \left\{ \frac{L_0}{2} ; \frac{L}{10} \right\} \Rightarrow b_1 \leq (26.5 ; 37) \Rightarrow b_1 = 26.5\text{cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2(26.5) + 12 = 65\text{cm.} \Rightarrow b = 65\text{cm}$$

1^{ère} étape : avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée simplement appuyée sur deux appuis sur ses deux extrémités, elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge d'exploitation.

✓ **Charges et surcharges**

Tableaux III.27. Charges et surcharges

Charge permanente	Poids propre des poutrelles	$25 \times 0.12 \times 0.04 = 0.12\text{KN/m}$
	Poids propre du corps creux	$0.95 \times 0.65 = 0.62\text{KN/m}$
	Total	0.74KN/m
Charge d'exploitation	Main d'œuvre	0.65KN/m

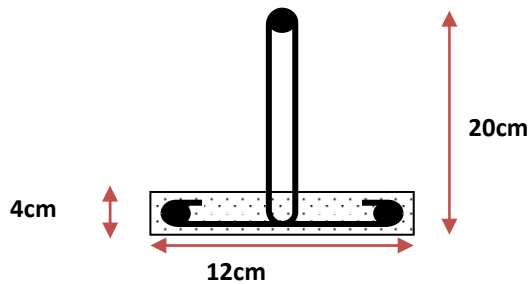


Figure III.41. : La nervure

- **Combinaison des charges :**

- **à L'ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 0.74) + (1.5 \times 0.65) = 1.97 \text{ KN/m.}$$

➔ $q_u = 1.97 \text{ KN/ml}$

- **à L'ELS:**

$$q_s = G + Q = 0.74 + 0.65 = 1.39 \text{ KN/ml}$$

➔ $q_s = 1.39 \text{ KN/m.}$

- ✓ **Calcul des efforts tranchants et moments max en travée :**

- **à L'ELU :**

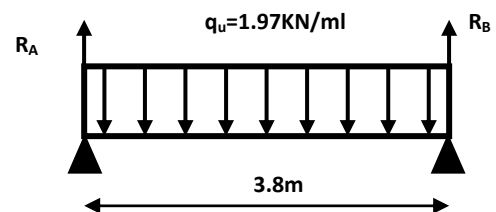
$$M_u = M_{\max} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{1.97 \times 3.8^2}{8} = 3.555 \text{ KN/ml}$$

$$T_u = T_{\max} = \frac{q_u l}{2} = \frac{1.97 \times 3.8}{2} = 3.743 \text{ KN}$$

- **à L'ELS:**

$$M_{\text{ser}} = M_{\max} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{1.39 \times 3.8^2}{8} = 2.508 \text{ KN/m}$$

$$T_{\text{ser}} = T_{\max} = \frac{q_s l}{2} = \frac{1.39 \times 3.8}{2} = 2.641 \text{ KN}$$



- La poutrelle travaille en flexion simple.

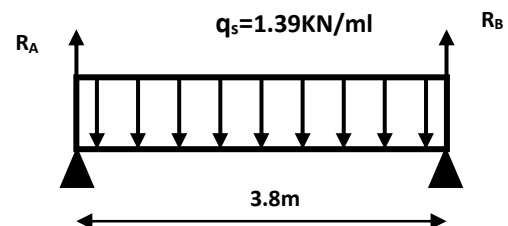
Les poutrelles n'étant pas exposées aux intempéries, le calcul se fait à L'ELU car la fissuration est considérée comme peut nuisible (FPP).

- ✓ **Calcul de ferrillage :**

La poutrelle travaille en flexion simple à l'ELU.

$$d = 0.9 \times h_0 = 3.6 \text{ cm}; \quad \gamma_b = 1.5 \quad M_u = 3.555 \text{ KN.m}; \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}; \quad b_0 = 12 \text{ cm};$$

$$M_{\text{ser}} = 2.508 \text{ KN.m}$$



D'après l'organigramme de flexion simple on a :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 F_u} ; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} ; \mu_{lu} = 10^{-4} (3440\gamma + 49f_{c28} - 3050)$$

Tableaux III.28. Calcul de ferrailage.

f_{bu}	μ_{bu}	μ_{lu}	γ	f_{c28}	Fe
14.20	1.61	0,31	1.42	25	400

$\mu_{bu} > \mu_{lu}$ \Rightarrow 1.61 > 0.31 \Rightarrow La section est doublement armée ($A' \neq 0$)

➤ **Remarque :**

Donc les armatures comprimées sont nécessaires, à cause de la faible section du béton, ces armatures ne peuvent pas être placées, on prévoit alors des étaitements sous poutrelles destinées à supporter les charges et les surcharges avant le coulage du béton.

2^{ième} étape : après coulage de la dalle de compression :

Après le coulage de la dalle de compression la poutrelle étant solidaire avec la dalle, elle sera calculée comme une poutre en T de hauteur égale à l'épaisseur du plancher et reposant sur plusieurs appuis.

Elle sera soumise aux charges suivantes :

- Poids propre de plancher
- Surcharges d'exploitation

✓ **Charge et surcharge et La combinaison de charge :**

Tableaux III.29. Charge et surcharge et La combinaison de charge.

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	g = 0.65G (KN/m ²)	q=0.65Q (KN/m ²)	q _u (KN/m ²)	q _s (KN.m ²)
Terrasse inaccessible	6,33	1	4,1145	0,65	6,529575	4,7645
Étage courant	5,06	1,5	3,289	0,975	5,90265	4,264
RDC	5,06	4	3,289	2,6	8,34015	5,889

On calcule le plancher le plus le défavorable et on généralisé le ferrailage pour les autres planchers des différents niveaux :

Le cas le plus défavorable c'est le cas de RDC : $q_u = 8.340 \text{ KN/m}^2$

Donc on prend : $G=5,06 \text{ KN/m}^2$ et $Q=4 \text{ KN/m}^2$

• **choix de la méthode de calcul :**

Les poutrelles sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis. Pour le calcul de leurs efforts internes, on utilise l'une des deux méthodes simplifiées :

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot.

1) Méthode forfaitaire:

Cette méthode est applicable si les quatre hypothèses suivantes sont vérifiées :

- 1) $Q \leq \max (2G ; 5 \text{ kN/m}^2)$
- 2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.
- 3) Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier : $0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25$
- 4) Fissuration peu nuisible.

Si l'une des conditions n'est pas vérifiée la méthode forfaitaire n'est pas applicable donc on applique la méthode de Caquot.

▪ **Application :**

1) $Q = 4\text{KN/m}^2 < \begin{cases} 5 \text{ KN/m}^2 \\ 2G = \frac{10.12\text{KN}}{\text{m}^2} \dots \dots \dots \text{condition vérifié.} \end{cases}$

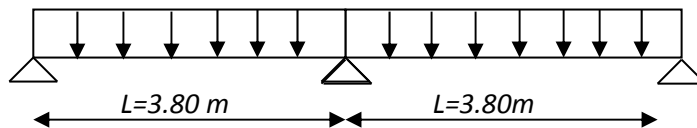
2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.

3) $\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{3.8}{3.8} = 1 \Rightarrow 0,8 < 1 < 1,25 \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$

4) La fissuration est peu nuisible.

➡ Alors cette méthode est applicable.

• **Calcul des coefficients :**



Tableaux III.30. Calcul des coefficients

Coefficients / plancher	Terrasse
$\alpha = Q/G + Q$	0,44
$I + 0.3\alpha$	1,132
$(1.2 + 0.3\alpha)/2$	0,666

- On doit respecter les conditions suivantes :

$$M_t \geq \max \{1.05M_0, (1 + 0.3\alpha)M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \text{ dans une travée intermédiaire.}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \text{ dans une travée de rive.}$$

Avec :

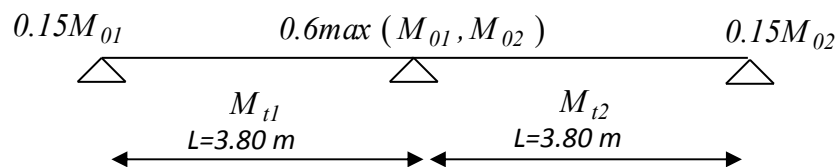
M_w et M_e sont les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche (W) et de droite(e) dans la travée considérée.

M_t le moment maximal en travée dans la travée considérée.

On retiendra les coefficients suivants :

➤ **Plancher RDC**

a) **L'ELU :**



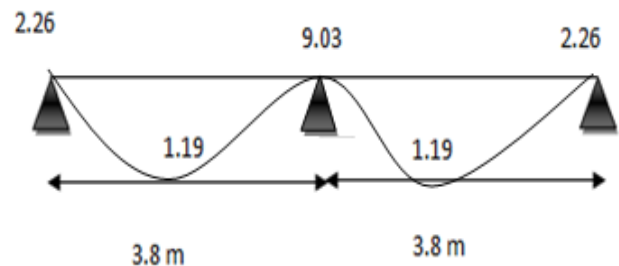
1) **premier type de poutrelle a deux travée :**

✓ **calcul les moments isostatiques :**

$$\begin{cases} \text{Travée1 : } M_{01} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{8.34 \times (3,80)^2}{8} = 15.05 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ \text{Travée2 : } M_{02} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{8.34 \times (3,80)^2}{8} = 15.05 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{Moment sur appuis: } M_a = -0,15 M_{01} = -2,26 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_b = -0,6 \max(M_{01}; M_{02}) = -9.03 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_c = -0,15 M_{02} = -2.26 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{Moment en travée: } M_{t1} = M_{01} \frac{1,2 \times 0,3\alpha}{2} \\ M_{t2} = M_{02} \frac{1,2 \times 0,3\alpha}{2} \\ M_{t1} = 1.19 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{t2} = 1.19 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$



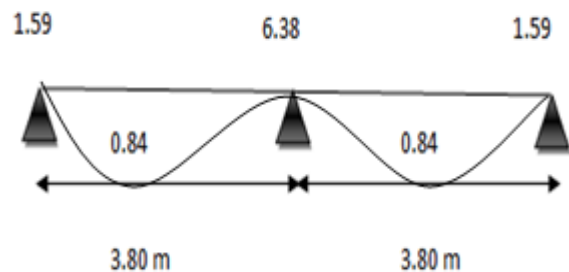
b) L'ELS:

✓ calcul les moments isostatiques :

$$\begin{aligned} \text{Travée1:} & \quad \left\{ \begin{aligned} M_{01} &= \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{5,89 \cdot (3,80)^2}{8} = 10,63 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{02} &= \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{5,89 \cdot (3,80)^2}{8} = 10,63 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{aligned} \right. \\ \text{Travée2:} & \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Moment sur appuis:} & \quad \left\{ \begin{aligned} M_a &= -0,15 M_{01} = -1,59 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_b &= -0,6 \max(M_{01}; M_{02}) = -6,38 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_c &= -0,15 M_{02} = -1,59 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{aligned} \right. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Moment en travée:} & \quad \left\{ \begin{aligned} M_{t1} &= M_{01} \frac{1,2x0,3\alpha}{2} \\ M_{t2} &= M_{02} \frac{1,2x0,3\alpha}{2} \\ M_{t1} &= 0,84 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{t2} &= 0,84 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{aligned} \right. \end{aligned}$$

**III.7.3. Calcul de ferrailage à L'ELU :**

Le calcul des armatures s'effectue comme une poutre de section en T avec les dimensions suivantes : $b=65 \text{ cm}$, $h_0=4 \text{ cm}$, $b_0=12 \text{ cm}$, $h=20 \text{ cm}$, $d=18 \text{ cm}$.

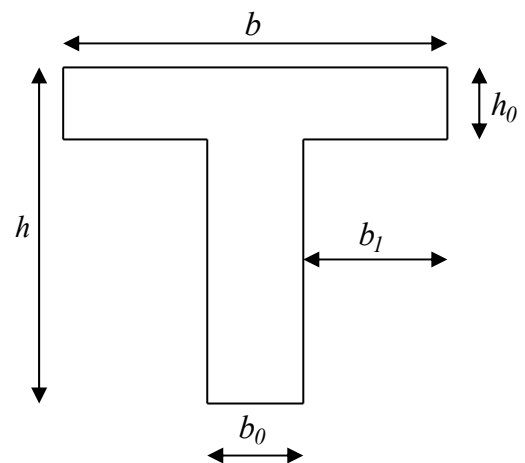
➤ en considérant :

- le moment en travée max, $M_{t \max} = 1.19 \text{ KN} \cdot \text{m}$.
- Moment équilibré par la table de compression :

$$M_{Tu} = F_{bc} Z_b \quad \text{tel que :}$$

$$F_{bc} = b h_0 F_{bu}$$

$$Z_b = d - (h_0/2)$$



$M_{TU} = 59.07 \text{ KN} \cdot \text{m} \implies$ La table n'est pas entièrement comprimé par conséquent la section considérée sera calculée comme une section rectangulaire ($b = 65 \text{ cm}$, $d = 18 \text{ cm}$).

On aura :

- Calcul des armatures à l'ELU :
- En flexion simple :

Tableaux III.31. Calcul des armatures à l'ELU.

	M_u (kN.m)	γ	μ_{bu}	μ_{lu}	$\mu_{bu} < \mu_{lu}$	$\mu_{bu} < 0.275$	z_b (cm)	A_l (cm ²)
travée	1.19	1.42	0.004	0.305	$A'=0$ (pas d'armature comprimée)	Méthode simplifiée	17.96	0.190
appui	9.03	1.42	0.03	0.305	$A'=0$ (pas d'armature comprimée)	Méthode simplifiée	17.68	1.47

▪ **En travée :**

Soit 3 HA10=2.36 cm² Avec St = 20 cm

▪ **En appuis :**

Soit 2 HA12 = 2.26 cm² Avec St = 20 cm

✓ **Les armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b_0}{10}\right)$$

$$\phi_t \geq \min\left(\frac{20}{35}, 1, \frac{12}{10}\right) = 0.57 \text{ cm}$$

$$A_t = (A/4) = 0.59 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \text{ T}\Phi 8$$

On utilise des armatures de type : HA8 \rightarrow soit 2HA8=1.01cm²

✓ **Espacement :**

$$S_t = \min \{0,9 d ; 40 \text{ cm}\} = 16,20 \text{ cm}$$

On prend : St=16cm

• **Verifikation à l'ELU:**

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.65 \times 0.18 \frac{2.1}{400} = 1.41 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

$$A_a = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

✓ **Vérification de la disposition des armatures d'acier :**

• **Armature longitudinale :**

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(60 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Avec : } S_t = 16 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

✓ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} < \bar{\tau}_u$$

$$T_u^{\max} = 3.743 \text{ KN}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 2,5 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{3.743 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,173 < 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\tau_U = 0.173 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

✓ Influence de l'effort tranchant au niveau de l'appui :

On doit vérifier :

$$T_u < \frac{0.4 f_{c28} x b_0 x a}{\gamma_b}$$

- **Appui de rive :** $T_u = 12.11 \text{ KN}$, $a = 0.9d = 0.9 (0.18) = 0.162 \text{ m}$

$$T_u = 12.11 \text{ KN} < \frac{0.4 f_{c28} x b_0 x a}{\gamma_b} = \frac{0.4(25)0.12 \times 0.162}{1.5} = 129.6 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV}$$

- **Appui intermédiaire :** $T_u = 17.91 \text{ KN}$, $a = 0.9d = 0.9 (0.18) = 0.162$

$$T_u = 17.91 \text{ KN} < \frac{0.4 f_{c28} x b_0 x a}{\gamma_b} = \frac{0.4(25)0.12 \times 0.162}{1.5} = 129.6 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV}$$

✓ Contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = K.Y$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A (d - y)^2 + \eta A' (y - d')^2 \quad \eta = 15$$

$$\frac{b \cdot y^2}{2} + \eta (A + A') y - \eta (A d - A' d) = 0$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableaux III.32. Les résultats trouvés de la Vérification à l'ELS.

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (MPa/m)	σ _{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
travée	0.84	2.36	8.32304×10 ³	3.92	0.01	0.39	15	C. Vérifié
appui	6.38	2.26	2.02397×10 ³	3.84	0.079	3.031	15	C. Vérifié

- Vérification d'adhérence d'appui (BAEL 91 Art A 6,13)

$$\tau_{ser} = T_u / 0.9 \times dx \times \sum u_i < \overline{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = 3.743 \times 10^{-3} / 0.9 \times 0.18 \times 2(0.12)\pi = 0.031 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

- Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 Art 5-1.2) :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira le cas le plus défavorable.

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \overline{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPa} \\ 5 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$V_u = T_{max} = 3.743 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{3.743 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.021 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.021 \text{ Mpa} < \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- Vérification de la flèche :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec : L : la portée entre nus d'appui.

M : moment maximum en travée.

M₀ : moment isostatique.

As : section d'armature tendue correspondante.

Si l'une de ces conditions n'est pas vérifiée on doit calculer la flèche et la Vérifier avec la flèche admissible.

On a :

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{380} = 0.053 \geq \frac{1}{16} = 0.0625. \quad \longrightarrow \quad \text{C.N.V}$$

\longrightarrow Donc le calcul de la flèche est indispensable

✓ **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{5 q_s L^4}{348 E I} \leq \bar{f}$$

Avec :

$$E = 11000 \sqrt{f} c28 = 32,164.10^3 \text{ MPa}$$

✓ **Aire de la section homogénéisée :**

$$B_0 = b h_0 + b_0 (h - h_0) + 15 A_s$$

$$B_0 = (65 \times 4) + 12 \times (20 - 4) + 15(2.26) = 485.9 \text{ cm}^2$$

✓ **Moment statique :**

$$S_{xx} = \frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_s d$$

$$S_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15(2.26 \times 18) = 3434.2 \text{ cm}^3$$

✓ **Position du centre de gravité :**

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{3434.2}{485.9} = 7.07 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7.07 = 12.93 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} [y_1^3 + y_2^3] + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{2} + (y_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15 A_s (y_2 - c_1)^2$$

$$\longrightarrow I_0 = 22855.87 \text{ cm}^2$$

$$f = \frac{5 \times 5.89 \times (3.8)^4 \times 10^{-3}}{348 \times 32.164 \times 10^3 \times 22855.87 \times 10^{-8}} = 2.40 \times 10^{-3} \text{ m} = 0.240 \text{ cm}$$

$$\text{On a: } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{380}{500} = 0.76 \text{ cm}$$

$$f = 0.240 \text{ cm} < \bar{f} = 0.76 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{C.V}$$

III.7.4. Ferrailage du plancher :

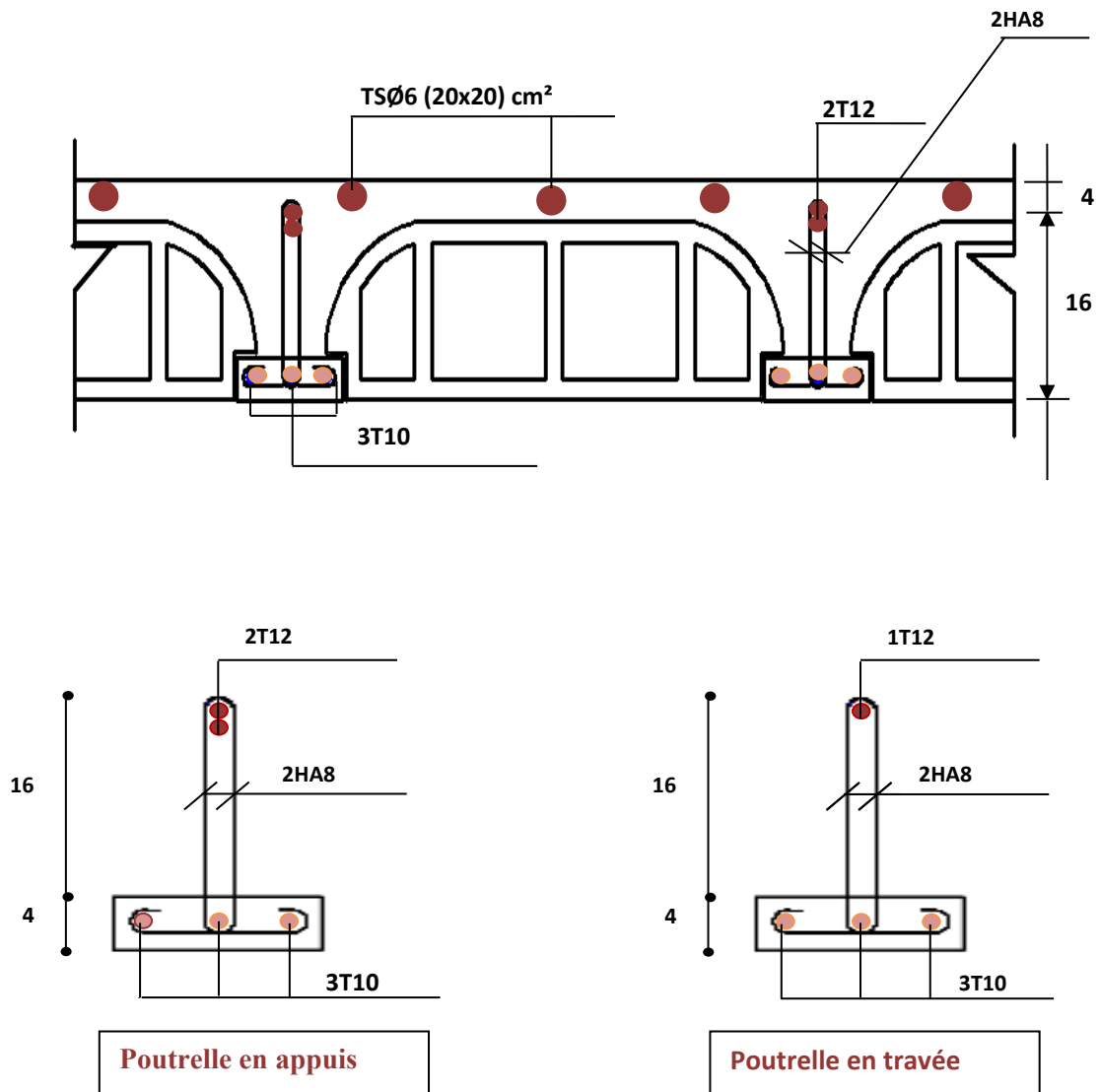


Figure III.42 : Ferrailage du plancher

➤ Remarque :

On constate le même calcul pour les poutrelles de bloc B.

IV.1. Introduction :

Avant les années 1960, les structures étaient parfois calculées simplement en ajoutant un effort horizontal statique. Cela ignorait totalement les phénomènes de résonance liés au contenu fréquentiel des mouvements du sol et aux modes propres de vibration des structures.

Classiquement, les bâtiments sont considérés comme des oscillateurs multiples : plusieurs masses reliées entre elles et au sol par des ressorts et des amortisseurs, modélisés par des barres ou par éléments finis.

IV.1.1 Objectifs de l'étude dynamique.

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non- amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.1.2 Modélisation de la structure étudiée.

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux .etc.), dans les éléments structuraux, le code de calcul par éléments finis *ETABS* est utilisé.

IV.1.2.1. Modélisation des éléments structuraux.

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « *frame* » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (D.L.L) par nœud.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « *Shell* » à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.

Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

IV.1.2.2. Modélisation de la masse.

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité βQ RPA99/version 2003 (dans notre cas $\beta = 0,2$) correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir 25KN/m³.

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs

extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

❖ Présentation de la vue en 3D

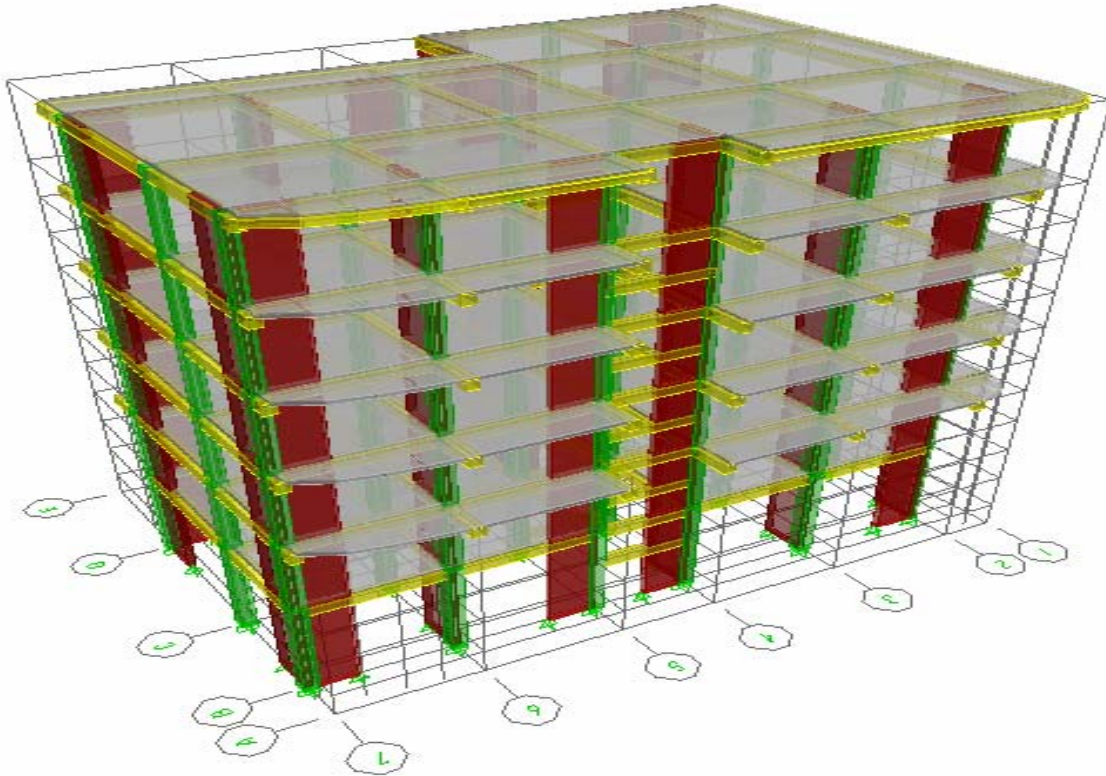


Figure. IV.1. Modélisation de la structure (Vue en 3D) BLOC A

❖ Présentation de la vue en plan :

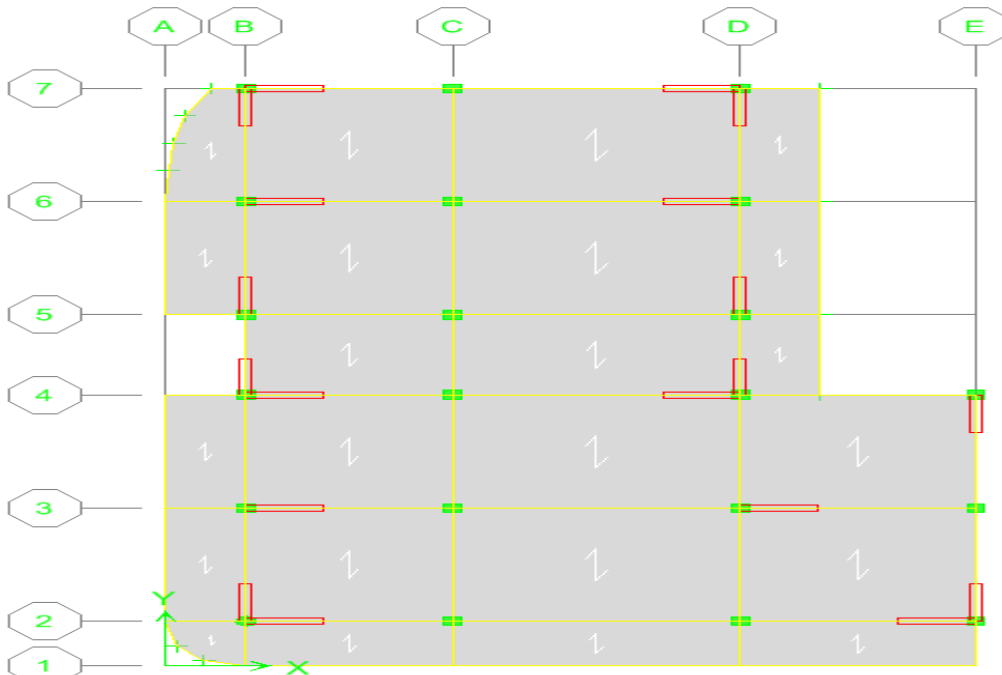


Figure. IV.2. Modélisation de la structure (Vue en Plan) BLOC A

❖ Présentation de la vue en 3D

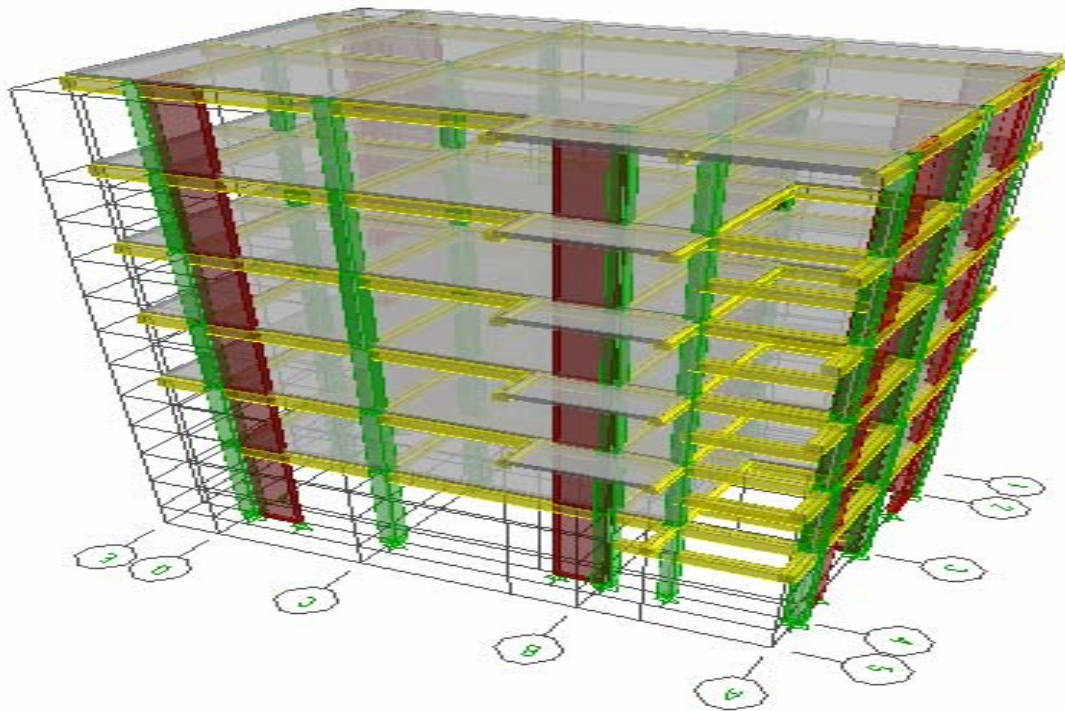


Figure. IV.3. Modélisation de la structure (Vue en 3D) BLOC B

❖ Présentation de la vue en plan :

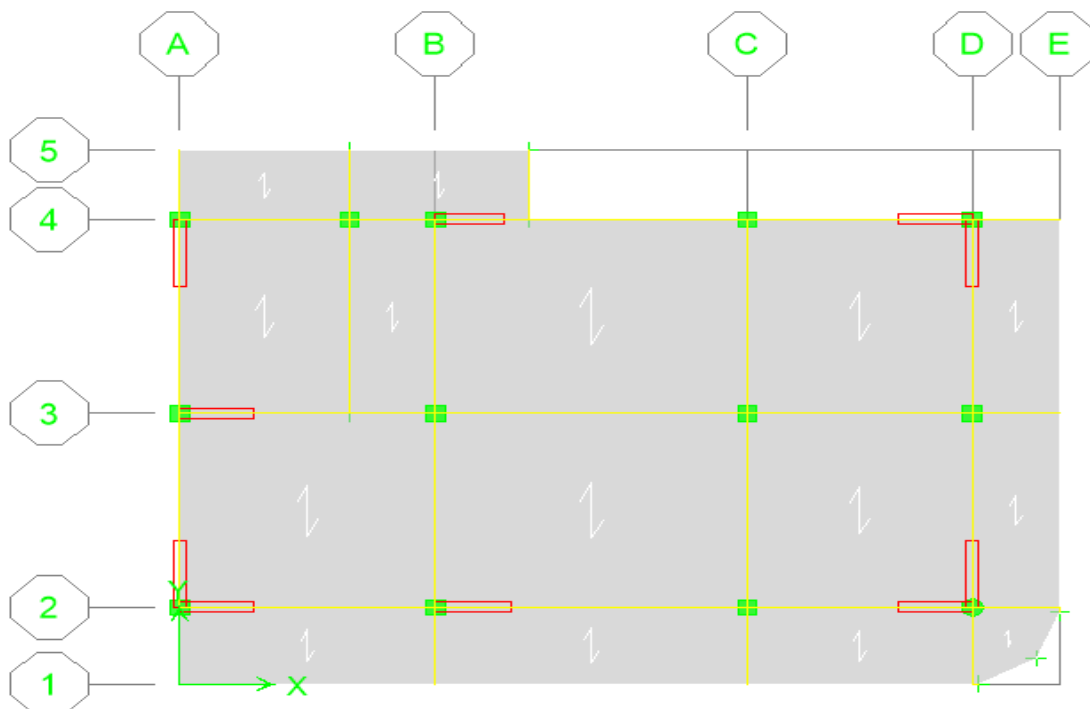


Fig. IV.4. Modélisation de la structure (Vue en Plan) BLOC A

IV.1.3. BLOC A :**IV. 1.3.1. Caractéristiques géométriques de la structure :****IV.1.3.1.1. Centre de masse :**

Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort sismique. Les coordonnées (X_G , Y_G) du centre de masse sont données par les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

M_i : Est la masse de l'élément "i".
 X_i, Y_i : Les coordonnées de CDG de l'élément i par rapport au repère

IV.1.3.1.2. Centre de torsion :

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments dans le contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions au niveau du voiles, et des poteaux. En général deux cas se présentent :

- Si le centre de masse et le centre de torsion sont confondus; les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent sur la structure qu'une translation.
- Si par contre le centre de masse est excentré par rapport au centre de torsion, la structure subie une translation et une rotation en même temps.

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $0,05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction .

➤ Excentricité accidentelle :

L'excentricité exigée par l'RPA (art4.2.7) est égale à **5%** de la plus grande dimension en plan du bâtiment.

$$e_a = ma: \begin{cases} e_{ax} = 5\% L_X \\ e_{ay} = 5\% L_Y \end{cases} \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} L_X = 12.7 \text{ cm} \\ L_Y = 19.38 \end{cases}$$

➤ Excentricité théorique :

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}|$$


$$e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

Les centres de masse et de rigidité sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau IV.1. Centre de masse et de rigidité des différents niveaux. (ETABS)

Story	Diaphragme	MassX	MassY	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey
STORY1	D1	207,5902	207,5902	6,732	9,749	6,613	9,706	0,119	0,043
STORY2	D2	226,7533	226,7533	6,679	9,364	6,398	9,527	0,281	-0,163
STORY3	D3	224,3519	224,3519	6,675	9,355	6,289	9,451	0,386	-0,096
STORY4	D4	221,4656	221,4656	6,66	9,347	6,222	9,417	0,438	-0,07
STORY5	D5	217,8647	217,8647	6,679	9,332	6,193	9,411	0,486	-0,079
STORY6	D6	229,3385	229,3385	6,547	9,251	6,198	9,416	0,349	-0,165
	la somme	1327,3642	1327,3642						

Donc :Sens X : $e_a = 0,05 \times 12,7 = 0,635 \text{ m}$

Sens Y : $e_a = 0,05 \times 17,9 = 0,895 \text{ m}$  $e_a = 0,895 \text{ m}$

$e_{\text{réel}} = \max(0,486, 0,165) \text{ m} = 0,486 \text{ m}$

$e_{\text{max}} = \max(e_a, e_{\text{réel}}) = \max(0,895, 0,486) \text{ m} = 0,895 \text{ m}$

IV.1.3.2. Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale

IV .1.3.2.1. Mode de vibrations et taux de participation des masses

Après l'analyse automatique par le logiciel **ETABS 9.7**, on a tiré les résultats qui sont

Illustrés dans le tableau :

Tableau IV.2. Mode de vibration et participation massique

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ	nature
1	0,532111	74,7803	0,8802	74,7803	0,8802	0,2341	0,2341	Translation X
2	0,493046	0,9758	74,2821	75,7561	75,1623	2,7592	2,9933	translation Y
3	0,435692	0,0412	3,0825	75,7973	78,2448	73,1532	76,1465	rotation Z
4	0,139334	13,6663	1,5207	89,4636	79,7655	0,0444	76,1909	translation X
5	0,137333	1,7154	12,0361	91,179	91,8017	0,045	76,2359	translation Y

Nombre de modes à considérer :

Le nombre de modes à considérer doit être tel que la somme des coefficients de participation massique de ces modes est au moins égale à 90% ($\sum \alpha_i \geq 90\%$), ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieur à 5% de a masse totale de la structure soit pris en compte.

Le minimum de mode à retenir est de trois dans chaque direction considérée (Art 4.3.4 RPA 2003).

Commentaire :

D'après le RPA99 Version 2003, la valeur de T_E calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

Dans notre cas : $C_T = 0.05$, $h_N = 19.38\text{m}$, $T_{RPA} = 0.46\text{ s}$

$T_{\text{dyn}} = 0.532\text{s} < 1.3 \times T_{RPA} = 0.589\text{ s}$ **la condition est vérifiée**

- **1^{er} mode** : c'est un mode de translation suivant l'axe X de période $T_1 = 0,532\text{s}$

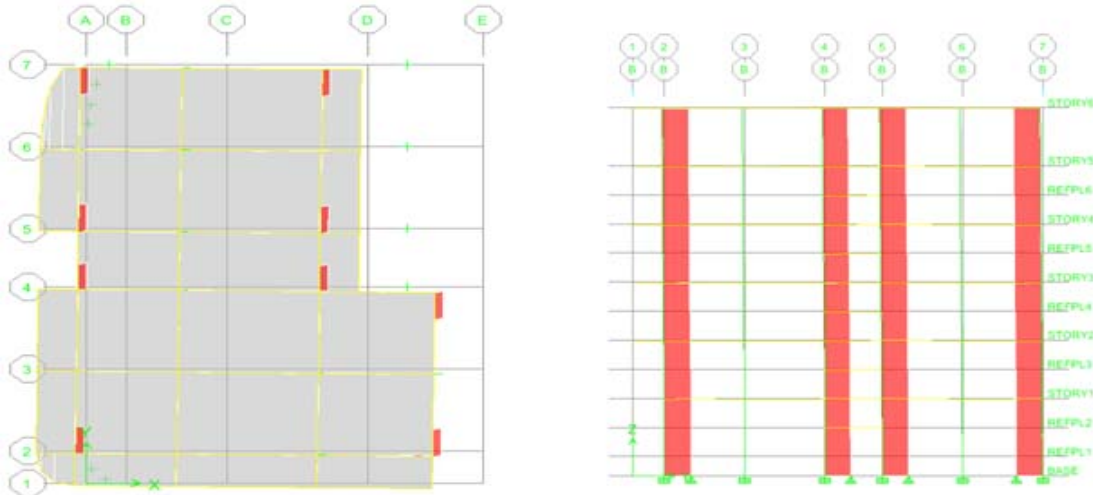


Figure IV.5. Vu en plan du premier mode.

- **2^{ème} mode** : c'est un mode de translation suivant l'axe Y de période $T_2 = 0,493\text{s}$

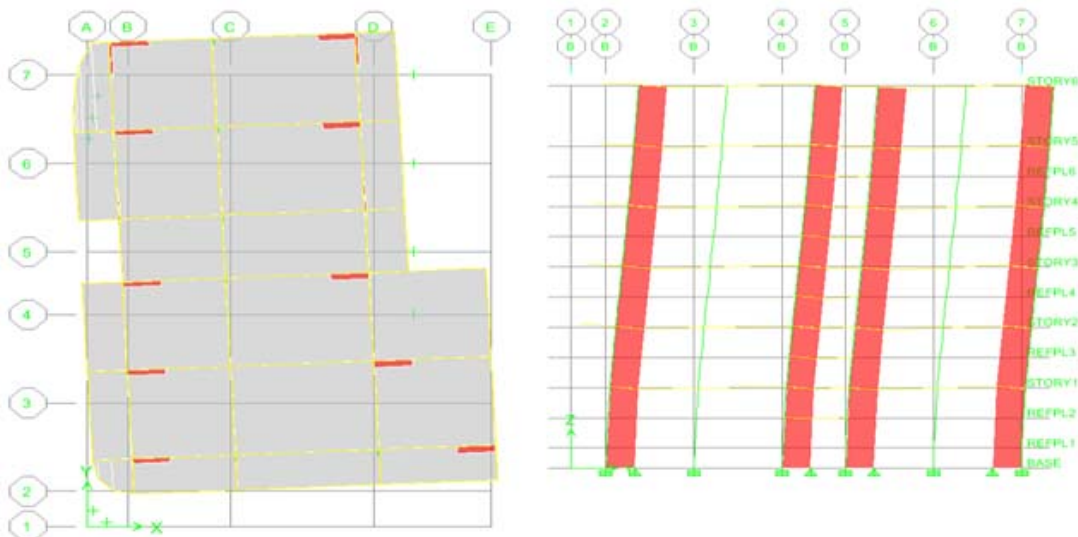


Figure IV.6. Vu en plan du deuxième mode.

- **3^{ème} mode** : c'est un mode de rotation autour de l'axe Z de période $T_3=0,435s$

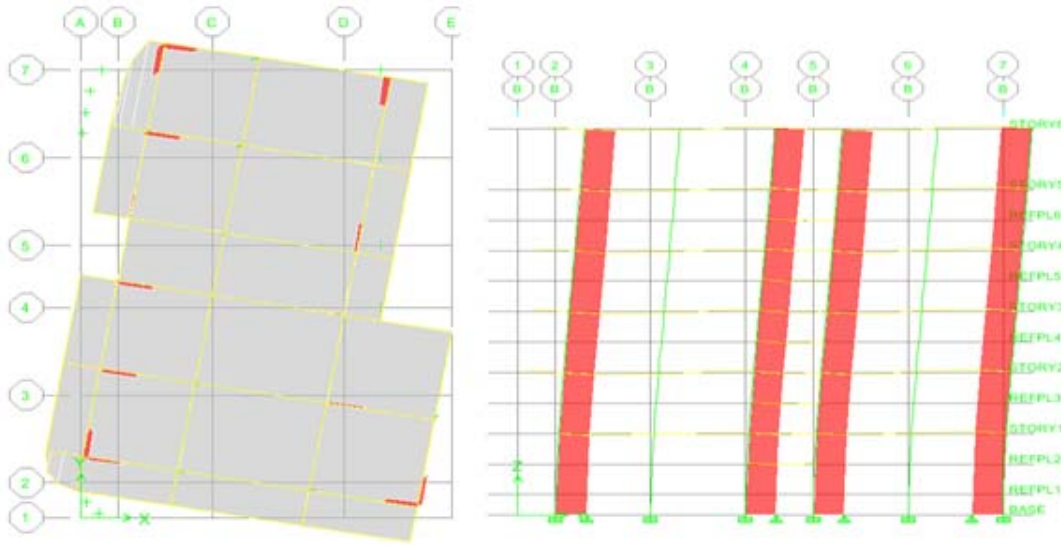


Figure IV.7. Vu en plan du troisième mode

✓ **Justification du système de contreventement :**

Pour le choix du système de contreventement, selon les définitions données par le RPA99 version 2003

On doit calculer le pourcentage des charges verticales et charges horizontales reprises par les portiques et les voiles, comme présente les tableaux ci-dessous :

✓ **Sous charges horizontales :**

Tableau. IV.3.: Reprise des charges horizontales par les voiles et les portiques

Niv	Portique		Voiles		portique%		Voiles %	
	$V_x(KN)$	$V_y(KN)$	$V_x(KN)$	$V_y(KN)$	Sens(xx)	Sens(yy)	Sens(xx)	Sens(yy)
Base	118,17	115.92	1045.18	1213.88	10.16	8.72	89.84	91.28

✓ **Sous charges verticales :**

Tableau. IV. 4. : Reprise des charges verticales par les voiles et les portiques

Niv	Charge (KN)		pourcentages%	
	Portique	Voiles	Portique	Voiles
Base	10593.3	10418.29	50.42	49.58

✓ **Conclusion :**

On remarque dans les résultats que les voiles reprennent plus de 20% de l'effort vertical et la totalité de l'effort horizontal donc notre système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, d'où le coefficient. ($R=3,5$)

IV.2. Etude sismique de bâtiment :

IV.2.1. Introduction :

Les tremblements de terre présentent depuis toujours un des plus graves désastres pour l'humanité. Leur apparition brusque et surtout imprévue, la violence des forces mises en jeu, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations. Parfois, les dommages sont comparables à un budget national annuel pour un pays, surtout si ses ressources sont limitées.

Une catastrophe sismique peut engendrer une grave crise économique, ou au moins une brusque diminution du niveau de vie dans toute une région pendant une longue période. Il est donc nécessaire de construire des structures résistant aux séismes en zone sismique.

IV.2.2 La résultante des forces sismiques :

L'une des vérifications préconisée par le RPA99 / Version 2003 (art 4.3.6) est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de celle déterminée par l'utilisation de la méthode statique équivalente V .

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments.....)
$$r = \frac{0.8V}{V_t}$$

IV.2.3 Présentation des méthodes de calcul de la force sismique :

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « **RPA99 modifié en 2003** » Ce dernier propose trois méthodes de calcul de la réponse sismique ;

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

- La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas du bâtiment étudié (car la structure est irrégulière en plan.) Nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique ; vu que cette dernière d'après le règlement peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

IV.2.4.Méthode d'analyse modale spectrale :

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, Celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

La méthode d'analyse modale spectrale s'applique dans tous les cas et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente n'est pas applicable .

IV.2.5.Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode, les actions sismiques réelles qui se développent dans la construction, sont remplacées par un système de forces statiques fictives. Les effets de ces forces sont considérés équivalents à ceux provoqués par le mouvement du sol dans une direction quelconque.

Les forces sismiques équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

IV.2.5.1 Domaine d'application de la méthode statique équivalente.

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : tous groupes

Zone II : groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III : groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

Dans le cas le bâtiment implantée on zone IIa et le groupe d'usage 2 il faut que la hauteur ne dépasse pas 5 niveaux ou 17m alors la méthode n'est pas applicable.

c) Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale (V) appliquée à la base du bâtiment est calculée selon la formule

$$\text{suivante: } V = \frac{ADQ}{R} W_T$$

A: coefficient d'accélération de zone, en fonction de la zone et du groupe d'usage.

D : facteur d'amplification dynamique.

Q : facteur de qualité.

R : coefficient de comportement.

W_T : poids total du bâtiment

➤ **Coefficient d'accélération de zone (A) :**

Il est donné par le tableau (4.1 R.P.A 2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment: Pour la zone II et groupe d'usage 2 $\Rightarrow A = 0.15$

➤ **Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :**

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \dots\dots\dots T \geq 3.00s \end{cases}$$

T_2 : période caractéristique dépendant du site: pour un site meuble (S_3).

$$\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.50 \text{ s} \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Tableau 4.7 R.P.A 2003).}$$

η : Facteur de correction d'amortissement, il est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \varepsilon)}} \geq 0.7 = 0.881 \dots\dots\dots \text{(Article 4.2 R.P.A 2003)}$$

ξ : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance de remplissages...[tab4-2]

On prend le cas le plus défavorable pour $\xi = 7\%$.

➤ **Estimation de la période fondamentale :**

- La période fondamentale $T=0.524s$ inférieure à celle calculée par les formules empiriques données par le RPA99 :

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad \text{(ART 4-2-4 RPA99/VER2003).}$$

C_T : Coefficient, fonction de système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le tableau (4.6 R.P.A 2003) :

Pour une structure dont le contreventement est assuré partiellement par des voiles en béton armé \Rightarrow . $C_T = 0,05$

$$h_N = 19,38\text{m.}$$

$$\text{D'où : } T = 0,05(19,38)^{\frac{3}{4}} = 0.46\text{s} \quad \longrightarrow \quad \mathbf{T=0.46\text{s}}$$

Dans le cas où la structure est contreventes par des voiles en béton armé , on peut également utiliser la formule suivante:

$$T=0.09 \frac{h_n}{\sqrt{d}}$$

d : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul.

a) sens transversale : $dy = 17.9 \text{ m} \longrightarrow T = 0.412 \text{ s.}$

b) sans longitudinale : $dx = 12,7 \text{ m} \longrightarrow T = 0.489 \text{ s.}$

D'après RPA99/version 2003, il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

$$\text{Donc : } \begin{cases} T_x = 0.489 \text{ s.} \\ T_y = 0.412 \text{ s} \end{cases} \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} T_x = \min(T=C_T h_N^{3/4}; T=0.09 \frac{h_n}{\sqrt{d_x}}) = 0.46\text{s} \\ T_y = \min(T=C_T h_N^{3/4}; T=0.09 \frac{h_n}{\sqrt{d_y}}) = 0.412\text{s} \end{cases}$$

$$\text{On a : } T_2 = 0.5 \text{ s}$$

$$0 \text{ s} \leq T_x \leq T_2 \text{ s} \quad \text{donc } D_x = 2.5\eta$$

$$0 \text{ s} \leq T_y \leq T_2 \text{ s} \quad \text{donc } D_y = 2.5\eta$$

D'où :

$$\begin{cases} D_x = 2,5 \times 0,881 = 2.20 \\ D_y = 2,5 \times 0,881 = 2.20 \end{cases}$$

❖ Coefficient de comportement global (R) :

Sa valeur est donnée par le tableau (4.3 de RPA 99/ Version 2003), en fonction du système de contreventement.

➤ Facteur de qualité Q :

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q \dots\dots\dots (\text{Art 4.4 R.P.A 2003}).$$

Où : P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité(q) est satisfait ou non sa valeur est donnée au tableau (4.4R.P.A 2003).

Tableau IV.5. Valeurs des pénalités

Critère	P _q (S. long)	
	Obs	N/Obs
Condition minimale sur les files de	/	0.05
Redondance en plan	/	0.05
Régularité en plan	0	/
Régularité en élévation	0	/
Contrôle de la qualité des matériaux	/	0.05
Contrôle de la qualité d'exécution	/	0.1
Q (totale)	1.25	

❖ Poids total de la structure, W :

Pour chaque niveau « i » on aura : $W_i = W_{gi} + 0,2W_{Qi}$

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4-5 du RPA99, $\beta = 0,20$

W_{gi} : poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : poids dû aux charges d'exploitations.

✓ Tableau récapitulatif

Tableau. IV.6.:Résumé des résultats

A	D _x	D _y	Q	R	T(S)	W(KN)
0.15	2.20	2.20	1.25	3.5	0.46	13642.94

Donc on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} V = \frac{A \times D_x \times Q \times W}{R} \Rightarrow V_{xstat} = 1607.8071 \text{ KN} \\ V = \frac{A \times D_y \times Q \times W}{R} \Rightarrow V_{ystat} = 1607.8071 \text{ KN} \end{array} \right.$$

IV.2.5.2. Spectre de réponse de calcul :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A : Coefficient d'accélération de zone (**RPA 99. Tableau 4.1**)

η : Facteur de correction d'amortissement qui dépend du pourcentage d'amortissement critique (Quand l'amortissement est différent de **5%**) égale à : $\eta =$

$$\sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

R : coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement. Dans notre cas, nous avons pris $R=3,5$

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité.

Pour le calcul du spectre de réponse, nous avons utilisé l'application **Spectre 99/ V 2003**

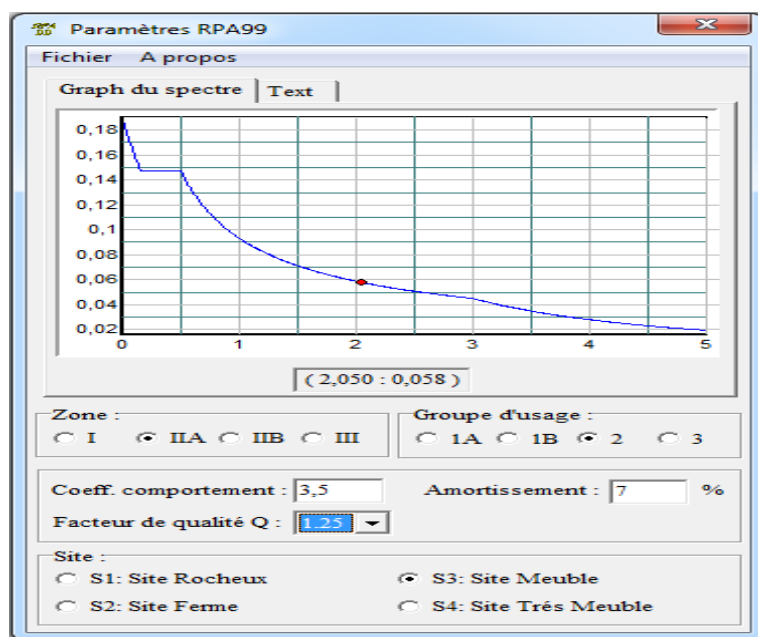


Figure IV.8. Spectre de réponse.

IV.2.5.3. Calcul de l'effort tranchant modal à la base : (D'après le RPA99/V 2003).

L'effort tranchant modal à la base est donné par la formule suivante :

$$V_i = S_a/g \times \alpha_i \times W$$

Avec V_i : l'effort tranchant modal à la base.

α_i : coefficient de participation du mode i

W : poids total de la structure.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

➤ Sens longitudinal (x-x) :

Tableau IV .7. Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal (XX)

Mode	Period	cas	Sa/g	$\alpha_i(\%)$	W(KN)	Vi(KN)
1	0,532111	3	0,141	74,7803	13642,92	143851,253
2	0,493046	2	0,147	0,9758	13642,92	1956,97592
3	0,435692	2	0,147	0,0412	13642,92	82,6269807
4	0,139334	1	0,15	13,6663	13642,92	27967,2356
5	0,137333	1	0,151	1,7154	13642,92	3533,86281
$\sum \alpha_i(\%) = 94.179$						

➤ Sens transversal (y-y) :

Tableau IV.8. Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal (YY)

Mode	Period	cas	Sa/g	$\alpha_i(\%)$	W(KN)	Vi(KN)
1	0,532111	3	0,141	0,8802	13642,92	1693,19824
2	0,493046	2	0,147	74,2821	13642,92	148973,438
3	0,435692	2	0,147	3,0825	13642,92	6181,98223
4	0,139334	1	0,15	1,5207	13642,92	3112,01827
5	0,137333	1	0,151	12,0361	13642,92	24795,34
$\sum \alpha_i(\%) = 91.8016$						

✓ Combinaisons des réponses modales :

Les réponses de deux modes de vibration **i** et **j** de périodes **T_i**, **T_j** d'amortissement ξ_i , ξ_j sont considérés comme indépendant si le rapport

$$r = T_i/T_j \text{ avec } T_i \leq T_j \text{ vérifie : } r \leq 10 / (10 + \sqrt{\varepsilon_i \varepsilon_j}); \text{ avec } \varepsilon_i = \varepsilon_j = 7 \%$$

$$r \leq 0.588$$

1. Dans le cas ou toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2} \text{ ----- (1)}$$

Avec **E** : effet de l'action sismique considéré.

E_i : valeur modale de E selon la mode « **i** ».

K : nombre de modes retenues.

2. Dans le cas ou deux réponses modales ne sont pas indépendant, **E₁** et **E₂** par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2} \quad \text{----- (2)}$$

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Tableau IV.9. Combinaisons des réponses modales

Mode	Période (sec)	r=ti/tj	10/(10+√(ξ _i ξ _j))	Observation
1	0,532111	0,92658487	0,588235294	NV
2	0,493046	0,88367414	0,588235294	NV
3	0,435692	0,88367414	0,588235294	NV
4	0,139334	0,31979931	0,588235294	V
5	0,137333	0,98563882	0,588235294	NV

• **Remarque :**

Les modes ne sont pas indépendants 2 à 2 donc on applique la formule (2)

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} E_x = 1466.0038 \\ E_y = 1511.9081 \end{cases}$$

✓ **Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :**

D'après le «**RPA99 version 2003**» (art 4.3.6) la résultante des forces sismiques à la base «**V_t**» obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente «**V**» pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si **V_t < 0,8 V**, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacement.....) dans le rapport **0.8 V / V_t**

Tableau IV.10. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

	V _{statique} (KN)	V _{Dynamique} (KN)	0.8% V _{stat}	Observation
Sens X-X	1607.8071	1466.0038	1286.2457	cv
Sens Y-Y	1607.8071	1511.9081	1286.2457	cv

➤ **Vérifications :**

✓ **Vérification des déplacements latéraux inter-étage :**

D'après l'article (**Art 5.10**) du **RPA99**, les déformations relatives latérales d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

a) Principe de calcul : (Art 4.43)

Le déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \delta_{eK}$$

Avec :

- ✓ R : coefficient de comportement.
- ✓ δ_{eK} : déplacement dû aux forces sismiques.
- ✓ Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Le déplacement admissible est : $\Delta_{k \text{ adm}} = 1\%h_0$ Avec : h_0 : est la hauteur d'étage

Les résultats sont représentés dans les deux tableaux suivants :

➤ **Sens longitudinal:**

Tableau IV .11. Le déplacement inter-étage dans le sens x-x

Story	hauteur	$\delta_x(\text{cm})$	R	$\delta_k(\text{cm})$	$\delta_{k-1}(\text{cm})$	$\Delta_k(x)$	$\Delta_k \text{ adm}$	observation
6	306	1,3535	3,5	4,73725	3,92	0,81725	3,06	CV
5	306	1,12	3,5	3,92	3,0394	0,8806	3,06	CV
4	306	0,8684	3,5	3,0394	2,121	0,9184	3,06	CV
3	306	0,606	3,5	2,121	1,2299	0,8911	3,06	CV
2	306	0,3514	3,5	1,2299	0,4711	0,7588	3,06	CV
1	408	0,1346	3,5	0,4711	0	0,4711	4,08	CV

➤ **Sens transversal:**

Tableau IV .12. Le déplacement inter-étage dans le sens y-y

Story	hauteur	$\delta_x(\text{cm})$	R	$\delta_k(\text{cm})$	$\delta_{k-1}(\text{cm})$	$\Delta_k(x)$	$\Delta_k \text{ adm}$	observation
6	306	1,1525	3,5	4,03375	3,92	0,11375	3,06	CV
5	306	0,9859	3,5	3,45065	3,0394	0,41125	3,06	CV
4	306	0,7871	3,5	2,75485	2,121	0,63385	3,06	CV
3	306	0,568	3,5	1,988	1,2299	0,7581	3,06	CV
2	306	0,342	3,5	1,197	0,4711	0,7259	3,06	CV
1	408	0,1361	3,5	0,47635	0	0,47635	4,08	CV

▪ **Conclusion :**

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l'art 5.10 du RPA/ version 2003 est vérifiée.

✓ **Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ :** RPA 99 [art5-9]

Les effets du 2^{ème} ordre ou (effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments ou la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta_K = \frac{P_k \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1$$

Avec :

P_k : le poids total de la structure et de charges d'exploitation associés au dessus du niveau (K)

$$P_k = \sum_{i=k}^N (W_{gi} + \beta W_{gi})$$

Tel que :

V_k : l'effort tranchant d'étage au niveau K

Δ_k : déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau (K+1).

h_k : hauteur d'étage K.

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

✓ **Sens longitudinal :**

Tableau IV.13. Vérification de l'effet P-Delta sens x-x

Niveaux	P_k	V_x	H_k (cm)	Δ_k (cm)	θ_{kx}	$\theta_k < 0.1$
6	3742,23	47183	306	0,81725	0,00021183	CV
5	3468,15	794,62	306	0,8806	0,01256017	CV
4	3544,56	1049,33	306	0,9184	0,0101382	CV
3	3544,57	1236,98	306	0,8911	0,00834461	CV
2	3622,03	1358,69	306	0,7588	0,00661055	CV
1	3780,26	1411,88	408	0,4711	0,00309155	CV

✓ **Sens transversal :**

Tableau IV.14. Vérification de l'effet P-Delta sens y-y

Niveaux	P_k	V_x	H_k (cm)	Δ_k (cm)	θ_{ky}	$\theta_k < 0.1$
6	3742,23	1458,53	306	0,11375	0,00095377	CV
5	3468,15	1401	306	0,41125	0,00332693	CV
4	3544,56	1268,25	306	0,63385	0,00578925	CV
3	3544,57	1066	306	0,7581	0,0082378	CV
2	3622,03	797,09	306	0,7259	0,01077954	CV
1	3780,26	464,96	408	0,47635	0,00949231	CV

▪ **Conclusion :**

On constate que θ_{kx} et θ_{ky} sont inférieurs à 0,1.

Donc : l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

✓ **vérification au renversement :** (RPA99/VERS03 Art.5.5.)

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact du sol fondation.

Le moment de stabilisation sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction ($M_s > M_r$)

Avec :

M_s : moment stabilisant.

M_r : moment de renversement.

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement.

- $M_{\text{Renversement}} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$
- $M_{\text{stabilisateur}} = M_{W/O} = W \times b$

b : la distance au centre de gravité selon la direction xx et yy(X_g , Y_g)

Il faut vérifier que :

$$\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$$

✓ Sens xx :

Tableau IV .15. Calcul le moment de renversement sens x-x

Niveaux	Di(m)	Fxi(KN)	Fxi*di(KN.m)
1	4,08	89,178677	363,8490022
2	7,14	149,518966	1067,565417
3	10,2	209,030547	2132,111579
4	13,26	271,738945	3603,258411
5	16,32	327,238246	5340,528175
6	19,38	419,305228	8126,135319
la somme		20633,4479	

✓ Sens yy :

Tableau IV.16. Calcul le moment de renversement sens y-y

Niveaux	Di(m)	Fxi(KN)	Fxi*di(KN.m)
1	4,08	91,9640652	375,213386
2	7,14	154,200784	1100,993598
3	10,2	215,575825	2198,873415
4	13,26	280,247781	3716,085576
5	16,32	337,484906	5507,753666
6	19,38	432,434739	8380,585242
la somme		21279,50488	

✓ **Moment stabilisateur:**

❖ **Calcul du centre de gravité de la structure**▪ **Sens longitudinal et transversal :**

$$b_x = L_x - X_G$$

$$b_y = L_y - Y_G$$

Tableau IV .17. Centre de gravité et de torsion

Niveaux	XCM	YCM	XG	YG
1	6,732	9,749		
2	6,679	9,364		
3	6,675	9,355		
4	6,66	9,347		
5	6,679	9,332		
6	6,547	9,251		
	$\Sigma=39,972$	$\Sigma=56,398$	6,662	9,39966667

Tableau IV .18. Vérification de renversement.

	W (KN)	b(m)	Ms(KN,m)	Mr(KN,m)	Ms/Mr	1,5Mr	MS<1,5Mr
sens longitudinal	13642,9	6,038	82376,0717	20633,4479	3,9923561	30950,171	CV
e	4		2		1	9	
sens transversale	13642,9	8,5003	115969,082	21279,5048	5,4498017	31919,257	CV
4			9	8	5	3	

➤ **Conclusion :**

L'ouvrage est donc stable au renversement ($M_s > 1,5 M_r$)

✓ **Vérification de l'effort normal réduit :**

L'article (7-4-3-1) du R.P.A 2003 exige la vérification prescrite par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N}{B f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

N : l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton.

❖ **Poteau central:**

En prend un seul niveau pour les poteaux d'angle parce que on a la même section pour chaque niveau, et l'effort de compression est maximum a la base.

Tableau IV.19. L'effort normal réduit.

niveaux	section	Ns (KN)	ν	Observation
6	30×30	129.07	0,057364444	CV
5	30×30	242.08	0,107591111	CV
4	35×35	360.38	0,117675102	CV
3	35×35	481.34	0,157172245	CV
2	40×40	610.99	0,1527475	CV
1	40×40	705.11	0,1762775	CV

IV.2.6. BLOC B :

IV. 2.6.1.Caractéristiques géométriques de la structure :

▪ Excentricité accidentelle :

L'excentricité exigée par RPA (art4.2.7) est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :


$$e_a = \max : \begin{cases} e_{ax} = 5\% L_X \\ e_{ay} = 5\% L_Y \end{cases} \quad \begin{cases} L_x = 12,7 \text{ m} \\ L_y = 7,6 \text{ m} \end{cases}$$

Les centres de masse et de rigidité sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau IV.20. : Centre de masse et de rigidité des différents niveaux

Story	Diaphragme	MassX	MassY	XCM	YCM	XCR	YCR	Ex	ey
STORY1	D1	97,9624	97,9624	6,128	5,581	6,687	4,525	-0,559	0,496
STORY2	D2	108,5252	108,5252	6,738	5,021	6,792	4,614	-0,054	0,399
STORY3	D3	107,1887	107,1887	6,749	5,013	6,789	4,722	-0,04	0,282
STORY4	D4	105,7944	105,7944	6,76	5,004	6,748	4,806	0,012	0,078
STORY5	D5	101,8803	101,8803	6,919	4,884	6,671	4,862	0,248	0,072
STORY6	D6	115,8199	115,8199	6,704	4,934	6,585	4,868	0,119	-4,868
	la somme	637,1709	637,1709						

Donc : Sens X : $e_a = 0.05 \times 12.7 = 0,635 \text{ m}$

Sens Y : $e_a = 0.05 \times 7.6 = 0.38 \text{ m}$  $e_a = 0,635 \text{ m}$

$e_{\text{réel}} = \max (0.248, 0,496) \text{ m} = 0.496 \text{ m}$

$e_{\text{max}} = \max (e_a, e_{\text{réel}}) = \max (0.635, 0.496) \text{ m} = 0.635 \text{ m}$

IV.2.6.2. Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale

IV .2.6.2.1. Mode de vibrations et taux de participation des masses

Après l'analyse automatique par le logiciel ETABS 9.7, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau :

Tableau IV.21. Mode de vibration et participation massique

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ	la nature
1	0,583464	0,0866	76,6686	0,0866	76,6686	0,1733	0,1733	Translation y
2	0,466019	77,9356	0,0631	78,0221	76,7317	0,051	0,2243	Translation x
3	0,393435	0,1114	0,0537	78,1335	76,7855	77,3198	77,544	Rotation Z
4	0,156356	0,1987	14,355	78,3323	91,1405	0,0001	77,5441	Translation y
5	0,131823	13,0598	0,3002	91,392	91,4407	0,3553	77,8994	Translation x

➤ **Commentaire :**

D'après le RPA99 Version 2003, la valeur de T_E calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

Dans notre cas : $C_T = 0.05$, $h_N = 19.38$ m, $T_{RPA} = 0.46$ s

$T_{dyn} = 0.583$ s $< 1.3 \times T_{RPA} = 0.598$ s **la condition est vérifiée**

- **1^{er} mode** : c'est un mode de translation suivant l'axe X de période $T_1 = 0,583$ s

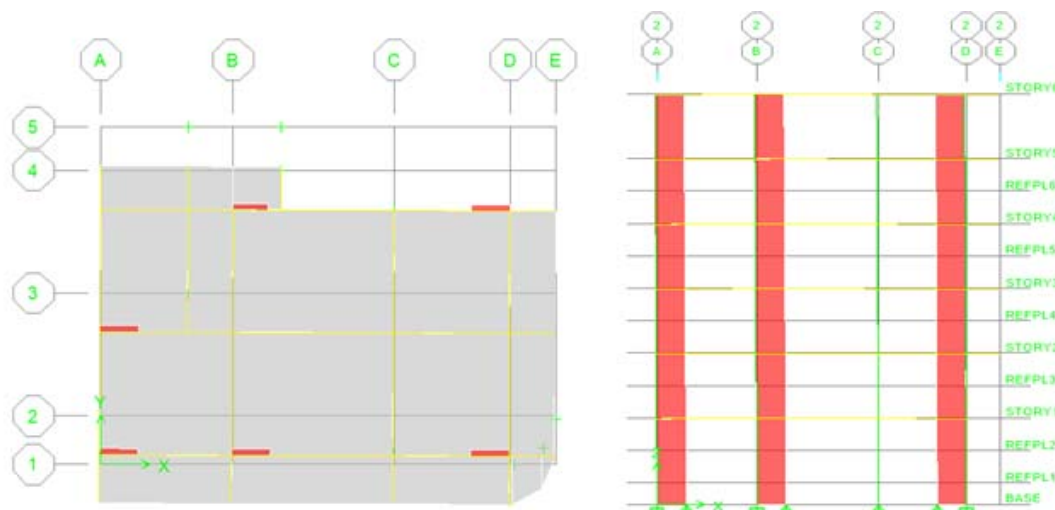


Figure IV.9. Vu en plan du premier mode.

- **2^{ème} mode** : c'est un mode de translation suivant l'axe Y de période $T_2=0,466s$

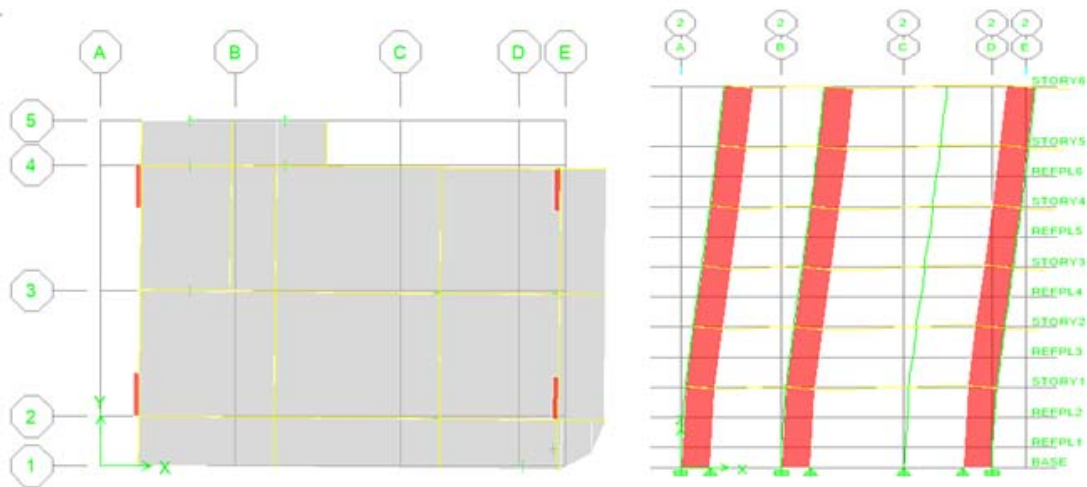


Figure IV.10. Vu en plan du deuxième mode.

- **3^{ème} mode** : c'est un mode de rotation autour de l'axe Z de période $T_3=0,393s$

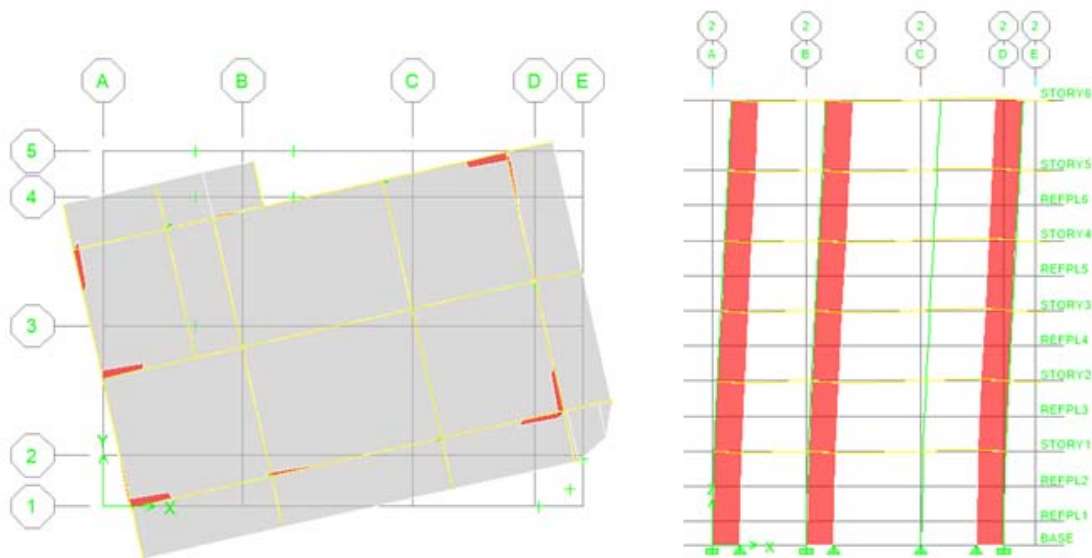


Figure IV.11. Vu en plan du troisième mode

✓ Justification du système de contreventement :

Pour le choix du système de contreventement, selon les définitions données par le RPA99 version 2003

On doit calculer le pourcentage des charges verticales et charges horizontales représentées par les portiques et les voiles, comme présente les tableaux ci-dessous :

✓ **Sous charges horizontales :****Tableau. IV. 22: Reprise des charges horizontales par les voiles et les portiques**

Niv	Portique		Voiles		portique%		Voiles %	
	V _x (KN)	V _y (KN)	V _x (KN)	V _y (KN)	Sens(xx)	Sens(yy)	Sens(xx)	Sens(yy)
Base	14	31.35	736.5	628.19	1.87	4.75	98.13	95.25

✓ **Sous charges verticales :****Tableau. IV.23: Reprise des charges verticales par les voiles et les portiques**

Niv	Charge (KN)		pourcentages%	
	Portique	Voiles	Portique	Voiles
Base	10593.3	10418.29	50.42	49.58

✓ **Conclusion :**

On remarque dans les résultats que les voiles reprennent plus de 20% de l'effort vertical et la totalité de l'effort horizontal donc notre système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, d'où le coefficient. (R=3,5)

IV.3. Etude sismique de bâtiment :➤ **Estimation de la période fondamentale :**

- La période fondamentale $T=0.556$ s inférieure à celle calculée par les formules empiriques données par le RPA99 :

$$T=C_T h_N^{3/4} \quad (\text{ART 4-2-4 RPA99/VER2003}).$$

C_T : Coefficient, fonction de système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le tableau (4.6 R.P.A 2003) :

Pour une structure dont le contreventement est assuré partiellement par des voiles en béton armé \Rightarrow . $C_T = 0,05$

$$h_N = 19,38\text{m.}$$

$$\text{D'où : } T = 0,05(19,38)^{3/4} = 0.46\text{s} \quad \longrightarrow \quad T=0.46\text{s}$$

Dans le cas où la structure est contreventée par des voiles en béton armé, on peut également utiliser la formule suivante:

$$T=0.09 \frac{h_n}{\sqrt{d}}$$

d : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul.

$$\text{a) sens transversale : } dy = 7.6 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad T = 0.633 \text{ s.}$$

b) sans longitudinale : $dx = 12.7 \text{ m} \longrightarrow T = 0.489 \text{ s}$.

D'après RPA99/version 2003, il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

$$\text{Donc : } \begin{cases} T_x = 0.633 \text{ s.} \\ T_y = 0.489 \text{ s.} \end{cases}$$

On a : $T_2 = 0.5 \text{ s}$

$$T_2 = 0.5 \text{ s} < T_x < 3.0 \text{ s} \quad \text{donc } D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$T_2 = 0.5 \text{ s} < T_y < 3.0 \text{ s} \quad \text{donc } D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

D'où :

$$\begin{cases} D_x = 2,5 \times 0,881 \times \left(\frac{0,5}{0,633}\right)^{2/3} = 1,882 \\ D_y = 2,5 \times 0,881 \times \left(\frac{0,5}{0,489}\right)^{2/3} = 2,235 \end{cases}$$

❖ Coefficient de comportement global (R) :

Sa valeur est donnée par le tableau (4.3 de RPA 99/ Version 2003), en fonction du système de contreventement.

➤ Poids total de la structure, W :

Pour chaque niveau « i » on aura : $W_i = W_{gi} + 0,2W_{Qi}$

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4-5 du RPA99, $\beta = 0,20$

W_{gi} : poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : poids dû aux charges d'exploitations.

✓ Tableau récapitulatif

Tableau. IV.24.:Résumé des résultats

A	D_x	D_y	Q	R	T(S)	W(KN)
0.15	1.882	2.235	1.25	3.5	0,46	6564.37

$$\text{Donc on a : } \begin{cases} V = \frac{A \times D_x \times Q \times W}{R} \Rightarrow V_{x\text{stat}} = 661.83 \text{ KN} \\ V = \frac{A \times D_y \times Q \times W}{R} \Rightarrow V_{y\text{stat}} = 785.97 \text{ KN} \end{cases}$$

Calcul de l'effort tranchant modal à la base : (D'après le RPA99/V 2003).

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

➤ **Sens longitudinal (x-x) :****Tableau IV .25. Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal (XX)**

Mode	Period	cas	Sa/g2	αi(%)	W(KN)	Vi(KN)
1	0,583464	3	0,133	0,0866	6564,37	75,6071008
2	0,466019	2	0,147	77,9356	6564,37	75204,9228
3	0,393435	2	0,147	0,1114	6564,37	107,49681
4	0,156356	2	0,147	0,1987	6564,37	191,738027
5	0,131823	1	0,152	13,0598	6564,37	13030,8626
$\sum \alpha_i(\%) = 91,3921$						

➤ **Sens transversal (y-y) :****Tableau IV.26. Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal (YY)**

Mode	Period	cas	Sa/g	αi(%)	W(KN)	Vi(KN)
1	0,532111	3	0,141	0,8802	13642,92	1693,19824
2	0,493046	2	0,147	74,2821	13642,92	148973,438
3	0,435692	2	0,147	3,0825	13642,92	6181,98223
4	0,139334	1	0,15	1,5207	13642,92	3112,01827
5	0,137333	1	0,151	12,0361	13642,92	24795,34
$\sum \alpha_i(\%) = 91.8016$						

✓ **Combinaisons des réponses modales :**

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Tableau IV.27. Combinaisons des réponses modales

Mode	Period	r=ti/tj	$10/(10+\sqrt{\xi_i\xi_j})$	Observation
5	0,131823	0,288179	0,588235294	CV
4	0,156356	0,549791	0,588235294	Cv
3	0,393435	0,859454	0,588235294	CNV
2	0,466019	1,049483	0,588235294	CNV
1	0,583464	0,715287	0,588235294	CNV

• **Remarque :**

Les modes ne sont pas indépendant 2 à 2 donc on applique la formule (2)

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2} \longrightarrow \begin{cases} E_x = 764.0033 \\ E_y = 684.1495 \end{cases}$$

✓ **Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :**

Tableau IV.28. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

	V _{statique} (KN)	V _{Dynamique} (KN)	0.8% V _{stat}	Observation
Sens X-X	661.83	764.0033	529.464	cv
Sens Y-Y	785.97	684.1495	628.776	cv

❖ **Vérifications :**

Les résultats sont représentés dans les deux tableaux suivants :

➤ **Sens longitudinal:****Tableau IV .29. Le déplacement inter-étage dans le sens xx**

Story	hauteur	δx (cm)	R	δk (cm)	$\delta k-1$ (cm)	Δk (x)	Δk adm2	Observation
6	306	1,1838	3,5	4,1433	3,47585	0,66745	3,06	cv
5	306	0,9931	3,5	3,47585	2,7559	0,71995	3,06	cv
4	306	0,7874	3,5	2,7559	1,9705	0,7854	3,06	cv
3	306	0,563	3,5	1,9705	1,1753	0,7952	3,06	cv
2	306	0,3358	3,5	1,1753	0,4676	0,7077	3,06	cv
1	408	0,1336	3,5	0,4676	0	0,4676	4,08	cv

➤ **Sens transversal:****Tableau IV .30. Le déplacement inter-étage dans le sens yy**

story	hauteur	δx (cm)	R	δk (cm)	$\delta k-1$ (cm)	Δk (x)	Δk adm2	Observation
6	306	1,5316	3,5	5,3606	3,47585	1,88475	3,06	cv
5	306	1,2838	3,5	4,4933	2,7559	1,7374	3,06	cv
4	306	1,0035	3,5	3,51225	1,9705	1,54175	3,06	cv
3	306	0,7089	3,5	2,48115	1,1753	1,30585	3,06	cv
2	306	0,4169	3,5	1,45915	0,4676	0,99155	3,06	cv
1	408	0,1634	3,5	0,5719	0	0,5719	4,08	cv

▪ **Conclusion :**

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l'art 5.10 du RPA/ version 2003 est vérifiée.

✓ **Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ :** RPA 99 [art5-9]

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

✓ **Sens longitudinal :****Tableau IV.31. Vérification de l'effet P-Delta sens xx**

Niveau	P _k	V _x	H _k	Δ_k	θ_{kx}	$\theta_k < 0,1$
6	1799,64	245,44	306	0,66745	0,01599328	cv
5	1735,8	407,26	306	0,71995	0,01002787	cv
4	1772,72	539,8	306	0,7854	0,00842901	cv
3	1772,72	640,12	306	0,7952	0,0071967	cv

2	1815,31	706,67	306	0,7077	0,00594103	cv
1	1921,51	734,66	408	0,4676	0,00299758	cv

✓ Sens transversal :

Tableau IV.32. Vérification de l'effet P-Delta sens yy

Niveau	P_k	V_y	H_k	Δ_k	θ_{KY}	$\theta_{K<0,1}$
6	1799,64	245,44	306	1,88475	0,04516194	cv
5	1735,8	407,26	306	1,7374	0,0241995	cv
4	1772,72	539,8	306	1,54175	0,01654626	cv
3	1772,72	640,12	306	1,30585	0,01181818	cv
2	1815,31	706,67	306	0,99155	0,00832391	cv
1	1921,51	734,66	408	0,5719	0,0036662	cv

▪ Conclusion :

On constate que θ_{KX} et θ_{KY} sont inférieurs à 0,1.

Donc : l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

✓ vérification au renversement : (RPA99/VERS03 Art.5.5.)

✓ Sens xx :

Tableau IV .33. Calcul le moment de renversement sens xx

Niveau	$D_i(m)$	$F_{xi}(KN)$	$F_{xi} \cdot d_i(KN.m)$
6	4,08	47,6900627	194,5754558
5	7,14	78,8449881	562,953215
4	10,2	109,993088	1121,929498
3	13,26	142,991015	1896,060859
2	16,32	172,323663	2812,32218
1	19,38	212,16048	4111,670102
La somme = 10699,51131			

✓ Sens yy :

Tableau IV.34. Calcul le moment de renversement sens yy

Niveau	$D_i(m)$	$F_{yi}(KN)$	$F_{yi} \cdot d_i(KN.m)$
6	4,08	42,7054864	174,2383845
5	7,14	70,6040918	504,1132155
4	10,2	98,4965855	1004,665172
3	13,26	128,045561	1697,884139
2	16,32	154,312355	2518,377634
1	19,38	189,985418	3681,917401
la somme = 9581,195945			

✓ Moment stabilisateur:

❖ Calcul du centre de gravité de la structure

Tableau IV .35. Centre de gravité et de torsion

Story	XCM	YCM	XG	YG
STORY1	6,128	5,581		
STORY2	6,738	5,021		
STORY3	6,749	5,013		
STORY4	6,76	5,004		
STORY5	6,919	4,884		
STORY6	6,704	4,934		
	$\Sigma 39,998$	$\Sigma 30,437$	6,66633333	5,07283333

Tableau IV .36. Vérification de renversement.

	W (KN)	b (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	Ms/Mr	1,5Mr	Ms<1,5Mr
Sens longitudinal	6564,37	6,0336667	39607,22068	10699,51131	3,70177848	16049,267	cv
Sens transversal	6564,37	2,52716667	16589,25707	9581,195945	1,73143908	14371,7939	cv

➤ Conclusion :

L'ouvrage est donc stable au renversement ($M_s > 1,5 M_r$)

✓ Vérification de l'effort normal réduit :

❖ Poteau central:

Tableau IV.37. L'effort normal réduit

Niveaux	section	Ns	ν	observation
6	30x30	135,26	0,06011556	cv
5	30x30	254,63	0,11316889	Cv
4	35x35	378,06	0,12344816	Cv
3	35x35	503,79	0,16450286	Cv
2	40x40	633,53	0,1583825	Cv
1	40x40	822,95	0,2057375	Cv

IV.4. Calcul de joint sismique

❖ Définition

Afin de simplifier la forme en plan de notre bâtiment présentant des configurations complexes (forme U). Nous proposons d'introduire des joints sismiques au niveau de changement de forme.

Un joint sismique est un espace vide de tout matériau, présent sur toute la hauteur de la superstructure des bâtiments qu'il sépare.

Les dimensions sont calculées en fonction des déformations possibles des constructions avec un minimum réglementaire de 4 cm et ceci pour éviter l'entrechoquement.

La disposition de joint sismique peut coïncider avec les joints de dilatation qui ont pour but de limiter les longueurs très importantes de bâtiments ou avec les joints de rupture qui sont disposés en cas de sol de fondation hétérogène.

On a un sol de fondation homogène, donc il n'est pas nécessaire de les poursuivre en fondation, les joints doivent être plans, sans décrochement et débarrassés de tout matériau ou corps étranger

❖ **Calcul de la largeur du joint sismique :**

La largeur minimale d_{\min} satisfait la condition suivante :

$$d_{\min} = 15_{\text{mm}} + (\delta_1 + \delta_2)_{\text{mm}} \geq 40_{\text{mm}} \quad (\text{RPA; Art 4- 19})$$

δ_1 Et δ_2 : déplacements maximaux au niveau des sommets des deux blocs A et B respectivement :

avec: $\delta_K = R \cdot \delta_{ek}$

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R: Coefficient de comportement

Tel que : $\delta_1 = 47.3725 \text{ mm}$

$$\delta_2 = 41.433 \text{ mm}$$

D'où : $d_{\min} = 15 + 47.3725 + 41.433 = 103.516 \text{ mm} = 10.3516 \text{ cm}$

On adopte un joint sismique de 15 cm de largeur

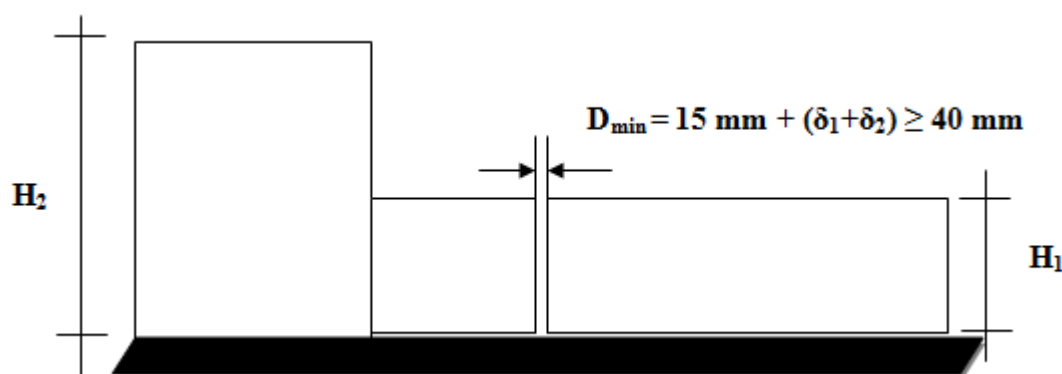


Figure IV.12. Largeur minimale du joint sismique.

VI.1.Introduction

Les fondations ont pour but de transmettre les charges et les surcharges de la superstructure au sol. Leur choix dépend essentiellement de la contrainte du sol et des charges de l'ouvrage. On distingue trois types de fondations :

VI.1.1.Types de fondations :

a) Fondations superficielles :

Elles sont adoptées pour les sols de bonne capacité portante qui se trouvent à une faible profondeur. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, semelles filantes, radiers.

b) Fondation semi-profonde :

Ce type de fondation est utilisé lorsque des fondations superficielles ne peuvent être réalisées et que des fondations profondes ne sont pas nécessaires. Ce type de fondation permet aussi de se prémunir contre le phénomène de gel et de dégel des sols.

c) Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas où le bon sol se trouve à des profondeurs très importantes qui dépassent les dix mètres environ.

VI.1.2. Etude de sol :

Une étude préalable du sol à donnée la valeur 2 bars pour la contrainte admissible du sol (σ_{sol}) pour une profondeur de 1 m.

VI.1.3. Stabilité des fondations :

Les massifs de fondations doivent être en équilibre sous l'action :

➤ des sollicitations dues à la superstructure qui sont :

Des forces verticales ascendantes ou descendantes ; des forces oblique, des forces horizontales et des moments de flexion ou de torsion.

➤ des sollicitations dues au sol qui sont :

Des forces verticales ascendantes ou descendantes et des forces obliques (adhérence, remblais).

Les massifs de fondations doivent être stable ; c'est-à-dire qu'ils ne doivent donner lieu à des tassements.

Il est donc nécessaire d'adopter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage .En effet, l'étude géologique et géotechnique a pour but de préciser le type le nombre et la dimension des fondations nécessaires pour fonder un ouvrage donné sur un sol donné.

VI.1.4. Facteurs de choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite:

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol qui doit supporter l'ouvrage.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La facilité de réalisation.
- La nature est le poids de la superstructure.

VI.1.5. Choix de type de fondations :

En ce qui concerne notre ouvrage, on a le choix entre :

- **Semelles continues (semelles filantes sous murs).**
- **Semelle isolée.**
- **Radier général**

Nous proposons en premier lieu les semelles isolées comme solution.

VI.1.6. Bloc A :**a) Semelles isolées sous poteaux :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N qui est obtenu à la base des poteaux.

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars} = 20 \text{ t/m}^2 = 200 \text{ KN/m}^2 \\ N = 705.11 \text{ KN} \\ M = 28.361 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Pour assurer la validité de la semelle isolée on doit vérifier que : $\sigma_m = \frac{a}{b} \frac{N}{A.B} \left(1 + \frac{3e_0}{B} \right) \leq \sigma_{sol}$

➤ Homothétie des dimensions :

$$B \geq \sqrt{\frac{a}{b} \frac{N}{\sigma_{sol}}} \quad \Rightarrow \quad a = b = 1$$

$$\text{D'où: } B \geq \sqrt{\frac{705.11}{200}} = \mathbf{1.88 \text{ m}} \quad \Rightarrow \quad B = 1.88 \text{ m}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \Rightarrow A = B = \mathbf{1.88 \text{ m}}$$

$$e_0 = M/N = 0.04 \text{ m}$$

$$\sigma_m = 212.33 \text{ KN/m}^2 \geq \overline{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow C.N.V$$

Avec :

$\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol

(A.B) : la section de la semelle.

• **Remarque :**

On constate qu'il y a un chevauchement entre certaines semelles, par conséquent
Nous essayons avec les semelles filantes.

b) Semelles filantes :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment
($S_s / S_b < 50\%$)

La surface de la semelle est donnée par :

$$\frac{N}{S_s} \leq \overline{\sigma}_{sol} \quad \Rightarrow \quad S_s \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}} \quad \text{Avec : } N = N_G + N_Q$$

$$\overline{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars} = 20 \text{ (t/m}^2\text{)} = 200 \text{ KN, (à une profondeur de 1 m)}$$

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que: $\overline{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que: $\begin{cases} N = \sum N_i \text{ de chaque fil de poteaux et voiles :} \\ S = B \times L \end{cases}$

B : Largeur de la semelle.

L: Longueur de la file considérée. $\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \times \overline{\sigma}_{sol}}$

✓ **Calcul des surfaces revenant aux semelles :**

Les surfaces des semelles et les charges appropriées sont représentées sur le tableau suivant :

Tableau VI.1. Les surfaces revenant aux semelles.

file	N(KN)	L(m)	$\overline{\sigma}_{sol}$ (KN/m ²)	S (m ²)	B(m)
------	-------	------	--	---------------------	------

B	1439,75	17,9	200	48,026571	2,6830486
C	2892,36	17,9	200	68,071325	3,8028673
D	2287,76	17,9	200	60,540118	3,3821295
E	652,52	7,6	200	13,727628	1,8062669
2	1708,83	12,7	200	37,12258	2,9230378
3	1431,87	12,7	200	33,981341	2,6756962
4	1138,86	12,7	200	30,30567	2,3862732
5	1136,3	8,6	200	20,498872	2,3835897
6	1202,33	8,6	200	21,086053	2,4518666
7	654,2	8,6	200	15,553879	1,8085906

On a : $S_s = \sum S_{si} = 348.91404 \text{ m}^2$

$$S_b = 238.24 \text{ m}^2$$

Donc :

$$S_s / S_b > 0.5 = 1.46 > 0,5$$

✓ **Conclusion :**

La surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ; cela nous conduit à adopter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : c'est le radier général.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la pression exercée par la structure sur le sol
- La réduction des tassements différentiels
- La facilité d'exécution

a) L'épaisseur du radier :

L'épaisseur du radier (h) doit satisfaire les conditions suivantes :

a.1) Condition forfaitaire:

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$L_{\max} = 5\text{m}$: plus grande distance entre deux points d'appuis.

$$\text{D'où : } 62.5\text{cm} \leq h_r \leq 100\text{cm.} \quad (1)$$

a.2) condition de rigidité :

$$L_e = \frac{2L_{\max}}{\pi} \geq \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \quad \text{Avec :} \quad I = \frac{bh^3}{12}$$

L_{\max} : plus grande distance entre deux points d'appuis.

L_e : longueur élastique.

E : Module d'élasticité du béton $E = 32164195 \text{ KN/m}^2$.

b : largeur du radier (bande de 1 mètre).

K : coefficient de raideur du sol rapporté à l'unité de surface pour un sol moyen ; $K=40000 \text{ KN/m}^3$

I : inertie d'une bande d'un de radier.

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 K L_{\max}^4}{E \pi^4}} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times (5)^4}{32164.195 \pi^4}} \Rightarrow h \geq 0,72m \quad (2)$$

Finalement : d'après (1), (2) on opte : $h_r = 85\text{cm}$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

$$h_r = 85 \text{ cm .}$$

Vu que la hauteur est très importante, Donc il y a lieu de prévoir un radier nervuré.

a.3) Condition de coffrage :

- **Pour la nervure :**

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$h_b \geq \frac{l_{\max}}{10} = \frac{500}{10} = 50\text{cm}$$

Soit : $h_p = 75 \text{ cm}$

$$b_b \geq \frac{h_b}{2} = \frac{50}{2} = 25\text{cm}$$

Soit : $b_p = 50 \text{ cm}$

- **Pour la dalle :**

$$h_r \geq \frac{l_{\max}}{20} = \frac{500}{20} = 25\text{cm}$$

Soit : $h_t = 40\text{cm}$

- On adopte un radier nervuré de dimensions :

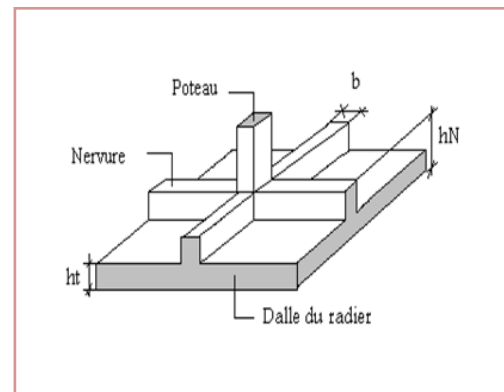


Figure VI.1.Schéma de radier

Tableau VI.2.Dimension du radier nervuré

	h(cm)
--	-------

La dalle	40
La nervure	75

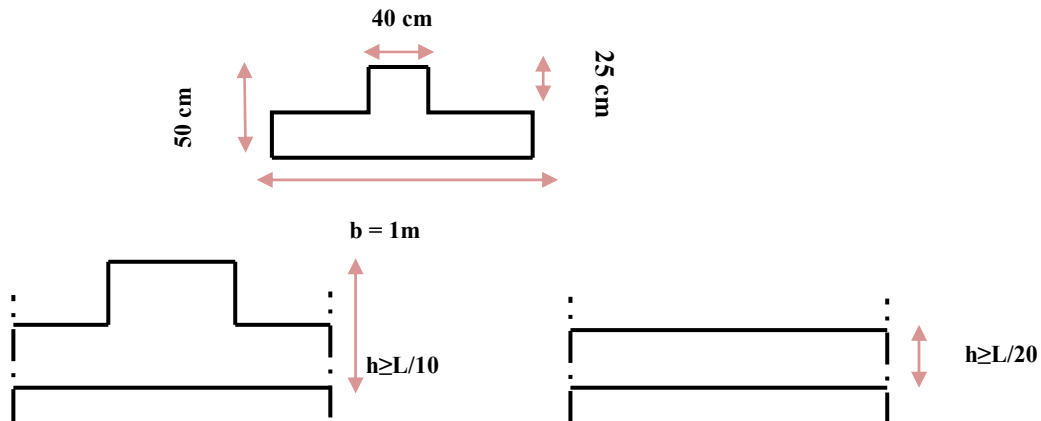


Figure VI.2. Schéma de radier nervuré

b) Calcul de la surface du radier :

- La surface d'emprise du bâtiment est égale à : $S_{\text{bat}} = 238.24 \text{ m}^2$

Donc: $S_{\text{rad}} = 238.24 \text{ m}^2$

C) Détermination des efforts

✓ Détermination des charges et des surcharges :

- Superstructure : $G = 13122,75 \text{ KN}$; $Q = 2669,78 \text{ KN}$
- Infrastructure :

✓ Poids du radier :

$$G_{\text{rad}} = S_r \times h_r \times 25 = 238.24 \times 0.85 \times 25 = 5062.6 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } G_{\text{totale}} = 18185.35 \text{ KN} \quad ; \quad Q_{\text{totale}} = 2669.78 \text{ KN}$$

✓ Sollicitations :

- ELU : $N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q$ $N_u = 28554.89 \text{ KN}$
- ELS : $N_s = N_G + N_Q$ $N_s = 20855.13 \text{ KN}$

d) La surface minimale du radier :

La surface du radier doit être telle qu'elle puisse vérifier la condition suivante :

$$\bar{\sigma}_{\text{adm}} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ KN / m}^2.$$

$$\text{❖ A l'ELS : } S_{\text{rad}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{adm}}} = \frac{20855.13}{200} = 104.28 \text{ m}^2$$

$$\diamond \text{ A l'ELU : } S_{rad} \geq \frac{N_u}{1.3\sigma_{adm}} = \frac{2855489}{1.3 \times 200} = 109.83 \text{ m}^2$$

e) Caractéristique géométrique du radier :

✓ Détermination du centre de gravite du radier :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} \\ Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} \end{cases} \text{ .Donc : } \begin{cases} X_G = 5.932 \text{ m.} \\ Y_G = 9.103 \text{ m} \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} V_x = 5.932 \text{ m} \\ V_y = 9.103 \text{ m} \end{cases}$$

$$S_{radier} = S_{bâtiment} = 238.24 \text{ m}^2$$

✓ Calcul de l'inertie du radier :

L'inertie du radier par rapport aux axes passant par son centre de gravité est:

$$I = (I_i + S_i d_i^2)$$

Avec :

I_i : moment d'inertie du panneau (i).

S_i : aire du panneau considéré (i).

D_i : distance entre le CDG du panneau (i) et le CDG du radier.

$$\begin{cases} I_x = 2644.69 \text{ m}^4 \\ I_y = 6946.86 \text{ m}^4 \end{cases}$$

✓ Centre de masse de la structure :

$$(X_s ; Y_s) = (6.321 ; 9.491) \text{ m}$$

✓ L'excentricité :

$$e_x = |X_s - X_r| = 0.389 \text{ m.}$$

$$e_y = |Y_s - Y_r| = 0.388 \text{ m.}$$

f) Vérification du radier :

✓ Vérification au poinçonnement :

Le poinçonnement se fait expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45° , La vérification se fait par la formule suivante ; **(Art A.5.2.4) CBA93.**

$$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b \dots \dots \dots \text{BAEL 91 page (358)}$$

➤ Sous poteau :

N_u : la charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime le plus sollicité

$$N_u = 976,22 \text{ KN} = 0.97622 \text{ MN}$$

μ_c : Périmètre du contour cisailé

$$\mu_c = 4(a+h) = 4(0.4+h)$$

$$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

$$N_u \leq 0.045 \times 4(0,4 + h) \times h \times 25 / 1,5$$

$$N_u \leq 1.2 (0,4 + h) h$$

$$1.2h^2 + 0.48h - 0.97622 \geq 0 \Rightarrow h \geq 0.725 \text{ m}$$

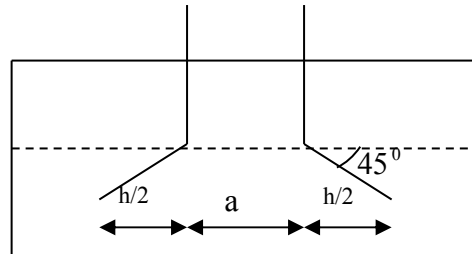


Figure VI.3 : Schéma de transmission des charges.

➤ **Sous voile :**

On prendra pour la vérification le voile le plus sollicité (**P14**)
de longueur **L = 2 m**.

$$N_u = 1058,59 \text{ KN} = 1,05859 \text{ MN}$$

Ce qui donne un effort normal pour une mètre linéaire égal à :

$$N_u = 1.493/2 = 0,745 \text{ MN/ml}$$

μ_c : Périmètre du contour cisailé

$$\mu_c = 2(e + b + 2h) = 2(0,2 + 1.2 + 2h)$$

$$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

$$N_u \leq 0.045 \times 2(0,2 + 1.2 + 2h) \times h \times 25 / 1,5$$

$$N_u \leq 1.5(1,4 + 2h)h$$

$$3h^2 + 2,1h - 1,05859 \geq 0 \Rightarrow h \geq 0.427 \text{ m}$$

L'épaisseur de radier **h_r = 0,85 m** est vérifiée vis-à-vis du risque de rupture par poinçonnement.

Et à la fin en tenant des conditions précédentes la hauteur du radier h_r = 85 cm.

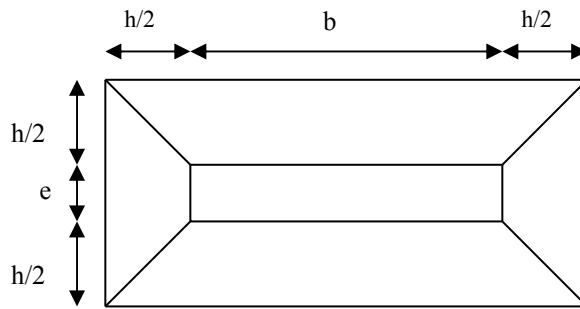


Figure VI.4 : Schéma de transmission des charges

✓ **Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :**

La vérification du radier sous l'effet hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non soulèvement de bâtiment sous l'effet de cette dernière.

Elle se fait en vérifiant que :

$$W \geq F_s \times \gamma \times Z \times S$$

Avec :

W : poids totale du bâtiment à la base du radier

$$W = W \text{ radier} + W \text{ bâtiment} + W \text{ voile}$$

$$W = 24558.28 \text{ KN}$$

Fs : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement, Fs = 1.5

γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$)

Z : Profondeur de l'infrastructure dans notre cas égale à l'épaisseur de radier = 1m

S : surface du radier, (S = 238.24 m²)

$$\text{Donc : } F_s \times \gamma \times Z \times S = 1.5 \times 10 \times 1 \times 238.24 = 3573.6 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow W \geq F_s \times \gamma \times Z \times S \quad (\text{Condition vérifiée.})$$

✓ **vérifications de résistance au cisaillement :**

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier.

D'après le règlement CBA93 (Art. A.5.1) il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \tau_u = \frac{0.06 f_{cj}}{\gamma_b}$$

Où :

V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis l'ELU

b : désigne la largeur

L_x : la portée de la dalle selon x = 5 m.

L_y : la portée de la dalle selon $y = 3.8$ m.

$$\gamma_b = 1.5 \quad ; \quad d = 0.9h \quad b = 1m$$

$$V_{ux} = \frac{P}{2L_y + L_x} = \frac{21720.39}{2 \times 3.8 + 5} = 1723.84 \text{ kN}$$

$$V_{uy} = \frac{P}{3L_y} = \frac{21720.39}{3 \times 3.8} = 1905.29 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{1723.84}{100 \times 76.5} = 0.23 < 10 \Rightarrow c.v$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{1905.29}{100 \times 76.5} = 0.25 < 10 \Rightarrow c.v$$

Donc :

$$V_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2} = KN$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2} \times \frac{1}{b \times 0.9h} \leq \frac{0.06 f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow h \geq \frac{N_u \times L_{\max} \times \gamma_b}{0.9 \times 2S \times 0.07 f_{cj}}$$

$$h \geq \frac{28554.89 \times 10^{-3} \times 5 \times 1.5}{0.9 \times 2 \times 238.24 \times 0.07 \times 25} = 0.285m$$

L'épaisseur de radier $h_r = 0.85$ m est vérifiée vis-à-vis au cisaillement.

✓ Vérification de la contrainte normale:

La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité de l'aire du radier donc les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties. Leurs diagramme peut être soit triangulaire ou trapézoïdale. Quel que soit le diagramme, la valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1.5 \sigma_{adm} \quad \text{Avec : } \sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{MV}{I} \quad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{MV}{I}$$

Le radier est sollicité par les efforts suivants :

N : Effort normal du au charges verticales.

M : Moment d'excentricité dus aux charges verticales : $M = N \times e$

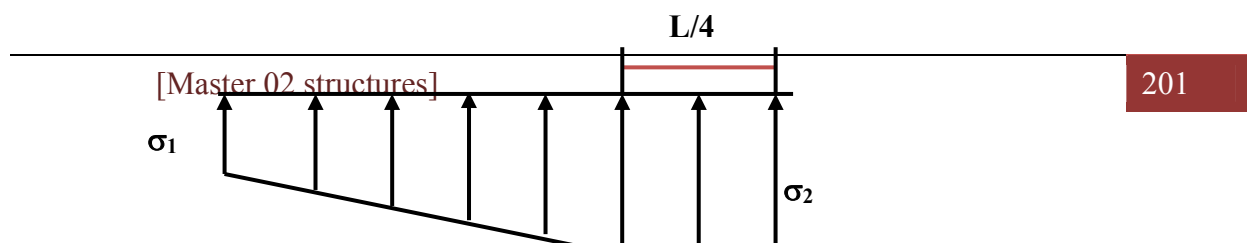


Tableau VI.3 : Vérification des contraintes

	ELS		ELU	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N (KN)	20855,13	20855,13	28554,89	28554,89
e (m)	0,389	0,388	0,389	0,388
M (KN.m)	8112,64557	8091,79044	11107,85221	11079,29732
V (m)	5,932	9,103	5,932	9,103
I (m⁴)	2644.69	6946.86	2644.69	6946.86
σ_1(KN/m²)	105,735	98,142	144,772	134,376
σ_2 (KN/m²)	69,342	76,935	94,943	105,339
σ_{moy}(KN/m²)	96,63675	92,84025	132,31475	127,11675
σ_{adm}(KN/m²)	266	266	266	266
Verification	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

✓ **La Vérification de stabilité :**


Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment renversant :

$$\mathbf{M} = \mathbf{M}_0 + \mathbf{T}_0 \times \mathbf{h}$$

Avec :

M_0 : Moment sismique a la base de RDC.

T_0 : L'effort tranchant a la base de RDC.

h : profondeur de l'infrastructure  $h = 1 \text{ m}$

A cet effet, les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison $0,8G \pm E$;
- Aux contraintes de (compression) maximales avec la combinaison $G + Q + E$

✓ **Vérification de la stabilité au renversement ($0,8G + E$) :**

Tableau VI.4: Vérification de renversement

	0.8G+E	
	Longitudinale	Transversal
N (KN)	10498,2	10498,2
S (m ²)	238,24	238,24
M (KN.m)	99205,047	69654,205
V (m)	5,932	9,103
I (m ⁴)	2644,69	6946,86
σ_1 (KN/m ²)	266,5810804	135,3388605
σ_2 (KN/m ²)	-58,8476154	-467,2479394
σ_{moy} (KN/m ²)	185,2239065	-15,30783952
σ_{adm} (KN/m ²)	266	266
Vérification	C.V	C.V

D'après le **RPA99 VERSION 2003(art 10.1.5)** le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{l}{4} \quad (e : \text{l'excentricité de la résultante des charges verticales.})$$

M : moment dû au séisme. $\begin{cases} M_x = 6341.263 \text{ KM.m} \\ M_y = 762.493 \text{ KN.m} \end{cases}$

N : charge verticale permanente. N= 10498.2 KN

- **Sens longitudinal :**

$$e_x = 0.60 \text{ m} < \frac{L_{x,max}}{4} = \frac{12.7}{4} = 3.175 \text{ m} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

- **Sens transversal :**

$$e_y = 0.07 \text{ m} < \frac{L_{y,max}}{4} = \frac{17.9}{4} = 4.475 \text{ m} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

La stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens

✓ **Vérification de soulèvement (G+Q+ E) :****Tableau VI.5 : Vérification de soulèvement**

	G+Q+E	
	Longitudinale	Transversal
N (KN)	15792,54	15792,54
S (m²)	238,24	238,24
M (KN.m)	147658,29	104757,845
V (m)	5,932	9,103
I (m⁴)	2644,69	6946,86
σ_1(KN/m²)	397,4836943	203,5605514
σ_2 (KN/m²)	-39,4674297	-310,653529
σ_{moy}(KN/m²)	288,2459133	75,00703131
σ_{adm}(KN/m²)	266	266
Verification	C.V	C.V

VI.1.6.1. Ferrailage du radier :

Le radier est calculé comme étant un plancher renversé. Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le CBA 93.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé, émergé en eau douce.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol. Pour cela, on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ_x , μ_y qui dépend du rapport ($\rho = L_x / L_y$) et du coefficient de POISSON (ν).

VI.1.6.1. 1.Ferrailage de la dalle du radier :✓ **Détermination des efforts :**

Concernant les dalles rectangulaires librement appuyés sur leurs contours, nous distinguons deux cas :

➤ **1^{ère} cas:** $0 \leq \rho \leq 0.4$ ➡ la dalle porte sur un seul sens.

Avec : $\rho = L_x / L_y$ ➡ $L_x \leq L_y$

$$M_x = qL_x / 8 \quad ; \quad M_y = 0.$$

➤ **2^{ème} cas :** $0.4 \leq \rho \leq 1$ ➡ la dalle porte sur deux sens.

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \quad . \quad M_y = \mu_y M_x$$

Pour tenir compte de la continuité, on a procédé à la ventilation des moments sur appuis et en travée

- **Pour les panneaux de rive :**

Moment en travée : ($M_{tx}=0,85.M_x$; $M_{ty}=0,85.M_y$)

Moment sur appuis : ($M_{ax}=0,3.M_x$; $M_{ay}=0,3.M_y$)

- **Pour les panneaux intermédiaires :**

Moment en travée : ($M_{tx}=0,75.M_x$; $M_{ty}=0,75.M_x$)

Moment sur appuis : ($M_{ax}=0,5.M_x$; $M_{ay}=0,5.M_x$)

Les moments sur appuis et en travées doivent respecter l'inégalité suivante:

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25 M_0 \text{ (D'après le BAEL 91).}$$

- ✓ **Les sollicitations :**

- **ELU : $v = 0$**

$$q_u = \frac{N_u}{S} = \frac{28554.89}{238.24} = 119.858 \text{ KN/m}^2$$

- **ELS : $v = 0.2$**

$$q_s = \frac{N_s}{S} = \frac{20855.13}{238.24} = 87.538 \text{ KN/m}^2$$

Pour faciliter l'exécution et homogénéiser le ferrailage, il est préférable de calculer le panneau le plus sollicité (panneau de rive).

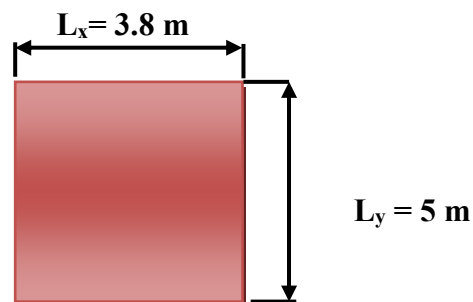


Figure VI. 6. Le panneau le plus sollicité

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \longrightarrow \alpha = \frac{380}{500} = 0.76$$

- ✓ **Calcul des moments :**

- **ELU : $v = 0$; $Q_u = 119.858 \text{ KN/m}^2$:**

Tableau VI.6 : Les moments à L'ELU

Panneaux	L _x (m)	L _y (m)	α	μ _x	μ _y	M _x (KN.m)	M _y (KN.m)
P	3.8	5	0.76	0.0610	0.525	105.576	55.427

- ELS: $v = 0.2$; $Q_{ser} = 87.538 \text{ KN/m}^2$:

Tableau VI.7: Les moments à L'ELS

Panneaux	L _x (m)	L _y (m)	α	μ _x	μ _y	M _x (KN.m)	M _y (KN.m)
P	3.8	5	0.76	0.0674	0.657	85.197	55.974

✓ **Pourcentage minimal :**

Condition de non fragilité : $A_{min} = 0.23.b.d.f_{i28}/f_e = 9.24 \text{ cm}^2$.

✓ **Section minimale :**

- Sens XX
$$A_{ymin} = \begin{cases} 6 h_0 : feE500. \\ 8 h_0 : feE400. \\ 12 h_0 \text{ (autres cas)} \end{cases} \quad (\text{en e xprimant } h_0 \text{ en mètre}).$$

- Sens YY
$$A_{xmin} = \frac{3-\rho}{2} A_{ymin}.$$

✓ **Espacement maximal :**

$$S_{tx} \leq \min(33 \text{ cm}, 3h_r) \implies S_{tx} = 20 \text{ cm}$$

$$S_{ty} \leq \min(45 \text{ cm}, 4h_r) \implies S_{ty} = 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{BAEL 91 Pages (360)}$$

✓ **Calcul des armatures :**

Tableau VI.8: Calcul des armatures à L'ELU

Panneau	sens x- x		sens y-y	
	en travée	en appui	en travée	en appui
M _U (KN.m)	79,182	52,788	63,89775	27,987
As' (cm ² /ml)	0	0	0	0
As (cm ² /ml)	2.99	1.99	2,41	1,05
As _{min} (cm ² /ml)	9,24	9,24	9,24	9,24
Choix des barres/ml	5HA16	5HA16	5HA16	5HA16
As _{corr} (cm ² /ml)	10.05	10.05	10.05	10.05
Espacement (cm)	20	20	20	20

✓ Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_{ser} = q_{ser} L^2 / 2$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Contrainte maximal dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = k.y$)

$$k = \frac{M_{ser}}{I} \text{ avec : } I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2]$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Tableau VI.9: Récapitulatif de vérification de la contrainte dans le béton

Zone	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (MPa/m)	σ _{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obser
Travée sens XX	63.898	10.05	680241.193	13.75	9.39	1.29	15	C.V
Appuis sens XX	42.599	10.05	680241.193	13.75	6.26	0.86	15	C.V
Travée sens YY	41.981	10.05	680241.193	13.75	6.17	0.85	15	C.V
Appuis sens YY	27.987	10.05	680241.193	13.75	4.11	0.565	15	C.V

VI.1.6.2.Schéma de ferrailage du radier :

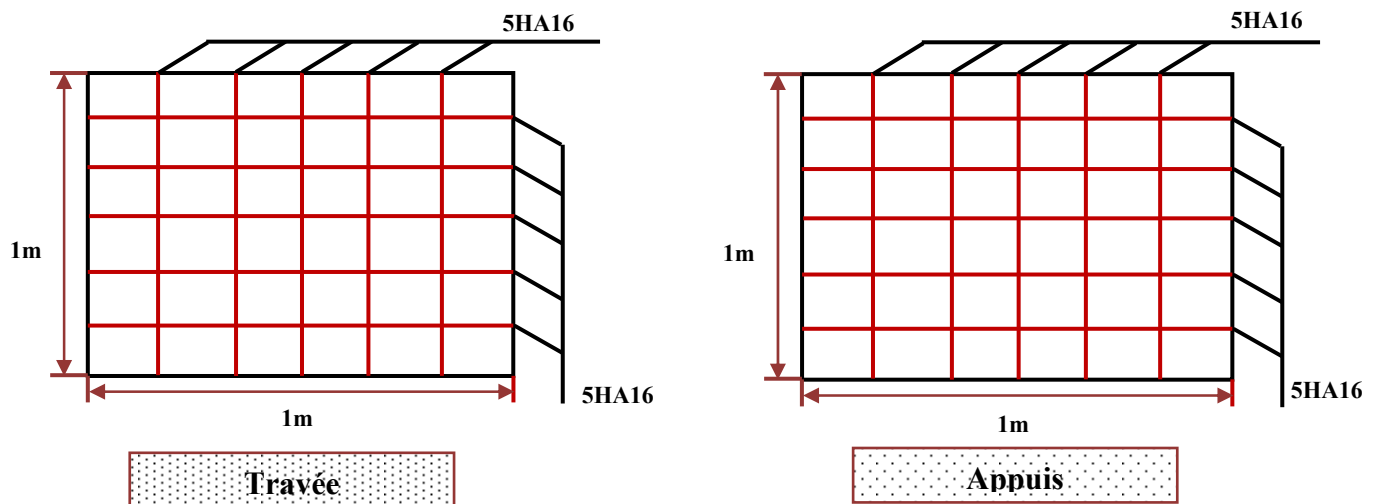


Figure VI.7 : Schéma de ferrailage du radier

VI.1.6.3. Ferrailage de la nervure :

Ce sont des poutres disposées le long du radier. Elles servent à reprendre les moments dus à la différence des intensités des charges.

Les dimensions de ces poutres sont :

$$\begin{cases} h_t = 75 \text{ cm} \\ b = 50 \text{ cm} \end{cases}$$

Tel que la largeur du poteau le plus large est de 50 cm,

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens, soit la file E dans le sens XX et la file D dans le sens YY.

✓ Transmission des charges des dalles aux poutres :

Les lignes de rupture d'un panneau de dalle encastré sur son contour (lignes où se concentrent les déformations au cours d'un chargement, assimilable à des lignes droites) se composent de tronçons :

- ✓ formant un angle de 45° avec les rives du panneau
- ✓ ou parallèles à son grand coté.

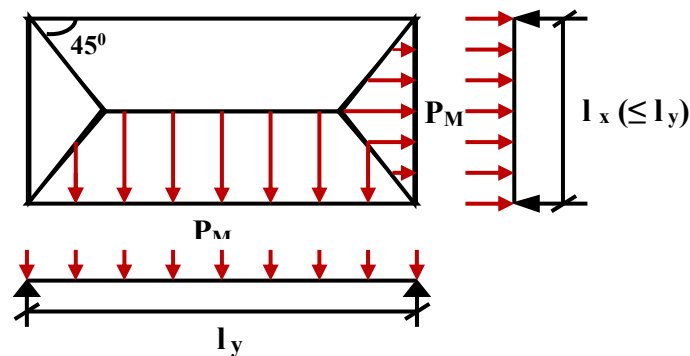


Figure VI.8 : Schéma de transmission des charges des dalles aux nervures.

On définit des charges uniformément réparties équivalentes sur les travées des poutres :

P_M : produisant le même moment fléchissant à mi-travée de la poutre de référence par la

dalle, pour un panneau les expressions de P_M sont les suivants : $\alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 1$

Tableau VI.10: Moment fléchissant des charges des dalles aux nervures

Élément	Trapèze	Triangle
P_M	$\left(1 - \frac{\alpha^2}{3}\right) \frac{PL_x}{2}$	$\frac{PL_x}{3}$

✓ **Remarque:**

Pour deux panneaux, de part et d'autre de la poutre considérée, les charges réparties déterminées précédemment pour chacun des panneaux contigus s'additionnent.

- **A l'ELU :**
- **Sens X-X :**

On détermine les charges de la poutre la plus sollicitée soit la file 2

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau VI.11: les charges de la poutre la plus sollicitée à l'ELU dans le sens X-X

travée	α	P (KN/m ²)	P _M (KN/ml)
A-B	0.95	119.858	159.22
B-C	0.76	119.858	183.88
C-D	0.93	119.858	162.08

- **Sens Y-Y :**

On détermine les charges de la poutre la plus sollicitée soit la file B

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau VI.12: les charges de la poutre la plus sollicitée à l'ELU dans le sens Y-Y

travée	α_1	P (KN/m ²)	P _M (KN/ml)
A-B	0.95	119.858	301.68
B-C	0.95	119.858	301.68
C-D	0.75	119.858	350.58
D-E	0.95	119.858	301.68
E-F	0.95	119.858	301.68

Les moments sur appuis et travée au long de la poutre sont présentés sur le graphe suivant :

- **Sens X-X :**

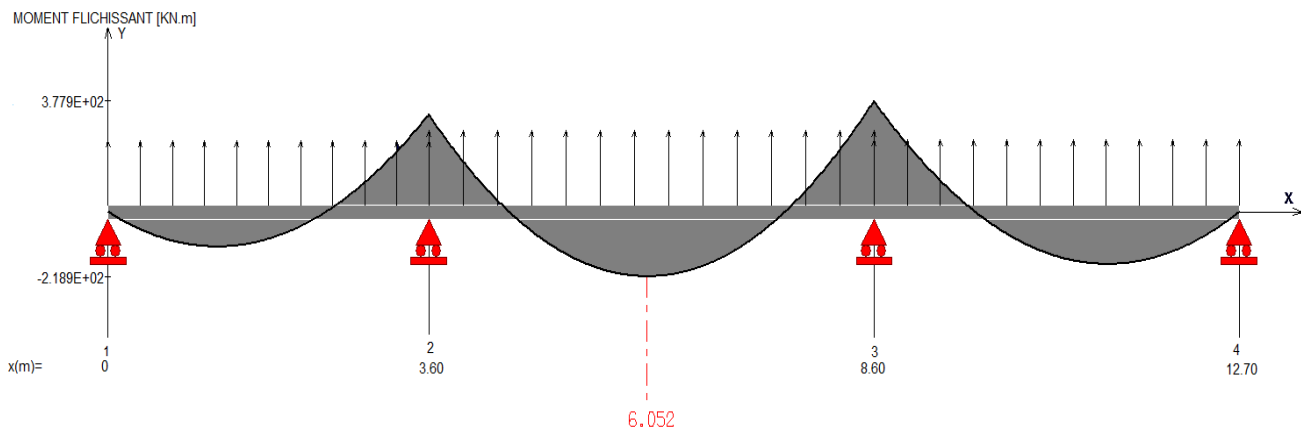


Figure VI.9 : Diagramme des moments dans le sens X-X à l'ELU

- **Sens Y-Y :**

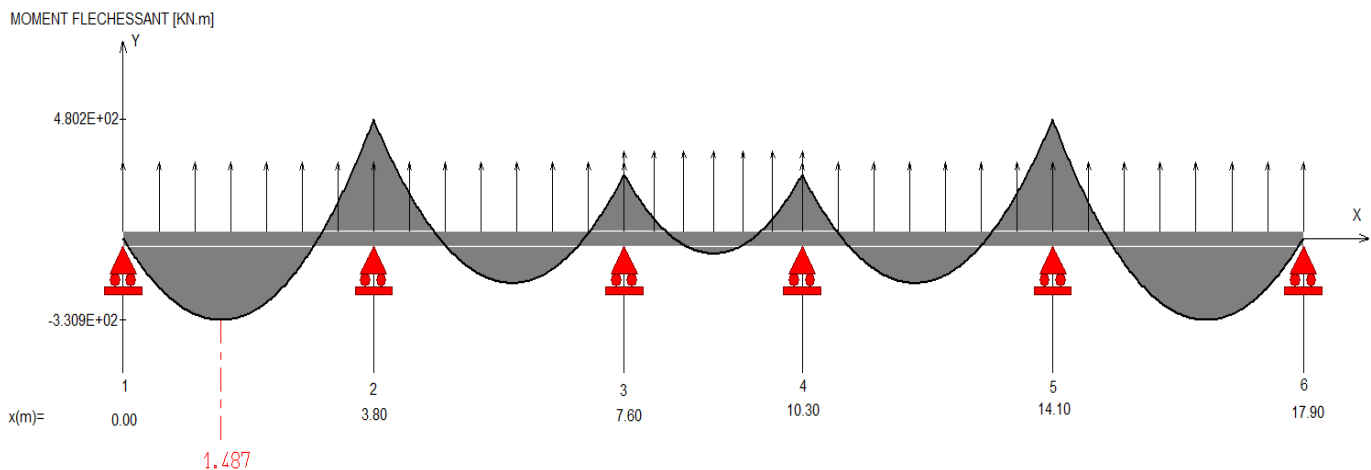


Figure VI.10 : Diagramme des moments dans le sens Y-Y à l'ELU

- ✓ **Dimensionnement des nervures :**

La section de la nervures est considérée comme une section en T avec :

$$b = 2 b_1 + b_0 \quad \Rightarrow \quad b_0 = 50 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{L_x}{2} = \frac{380}{2} = 190 \text{ cm} \\ \frac{L_y}{10} = \frac{500}{10} = 50 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \Rightarrow \quad b_1 = 45 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \quad b = 140 \text{ cm}$$

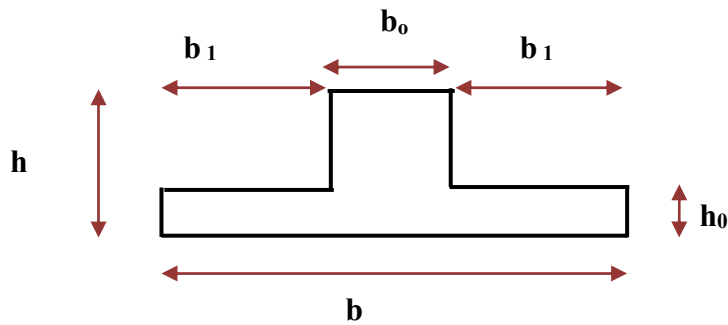


Figure VI.11 : Dimensions de la nervure

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 11.41 \text{ cm}^2$$

✓ **Armatures longitudinales :**

Le calcul de ferrailage pour une semelle rigide se fait à la flexion simple
On calcule les armatures avec le moment maximum aux appuis et en travée.

Avec :

$$d = 0.9h = 67.5 \text{ cm}, C = 2.5 \text{ cm}, h = 85 \text{ cm}, M_{tu} = 5733.182 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_u$ ➡ Le calcul se fera pour une section rectangulaire.

Le ferrailage adopté est résumé dans le tableau suivant :

• **Sens X-X :**

Tableau VI.13: le ferrailage de la nervure dans le sens X-X

Zone	M (KN.m)	A_s (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	Choix des barres	$A_{\text{adopté}}$
Appuis	-218.9	9.45	11.41	4HA25 (fil)	19.64
Travée	377.9	16.50	11.41	4HA25 (fil) + 4HA20 (chap)	32.21

• **Sens Y-Y :**

Tableau VI.14: le ferrailage de la nervure dans le sens Y-Y

Zone	M (KN.m)	A_s (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	Choix des barres	$A_{\text{adopté}}$
Appuis	-330.9	14.40	11.41	4HA25 (fil) + 4HA20 (chap)	27.68
Travée	480.2	21.11	11.41	4HA25 (fil) + 8HA20 (chap)	44.77

✓ **Armatures transversales**

$$\phi_t = \frac{\phi_{Lmax}}{3} = \frac{\phi_{25}}{3} = \frac{25}{3} = 8.33mm \quad \longrightarrow \quad \text{On choisie 2cadre de } \phi_8$$

✓ **Espacement minimal :**

Selon le BAEL91 : $S_t \leq \min(0,9d, 40cm) = 40cm$

Selon le RPA 2003 :

- **En zone nodale et en travée :** $S \leq \min(h/4, 12\phi_L) = \min(18.75, 30) \text{ cm}$

$$S \leq \min(18.75, 30) \text{ cm} = 18.75 \text{ cm}$$

- **En dehors de la zone nodale** $S \leq h/2 = 37.5 \text{ cm}$

On prend :

- ✓ En zone nodale et en travée : $S_t = 15cm$
- ✓ En dehors de la zone nodale (zone courante) : $S_t = 20cm$

✓ **Vérification :**• **A l'ELU :**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 b d (f_{t28} / f_e) \longrightarrow A_{\min} = 11.41 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de la contrainte de cisaillement :**• **Sens X-X :**

$$(T_u^{\max} = 937.7KN) \text{ donc il faut vérifier que : } \tau_u = \frac{V_u}{bxd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}, 5MPa) = 3.33MPa \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_u = \frac{937.7}{1.4 \times 0.675} = 992.28 \text{ KN/m}^2 = 0.99 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.99MPa \leq 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ C.V}$$

• **Sens Y-Y :**

$$(T_u^{\max} = 1261KN) \text{ donc il faut vérifier que : } \tau_u = \frac{V_u}{bxd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}, 5MPa) = 3.33MPa \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_u = \frac{1261}{1.4 \times 0.675} = 1334.39 \text{ KN/m}^2 = 1.334 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.334 \text{ MPa} \leq 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ C.V}$$

✓ A P'ELS :

✓ Contrainte de compressions dans le béton :

La fissuration est peu nuisible, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{Mpa}$

Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = KY$)

• Sens X-X :

Tableau VI.15: le ferrailage de la nervure dans le sens X-X

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
Appuis	-218.9	19.64	4.13	15	C.V
Travée	377.9	23.21	5.91	15	C.V

• Sens Y-Y :

Tableau VI.16: le ferrailage de la nervure dans le sens Y-Y

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
Appuis	-330.9	27.68	5.67	15	C.V
Travée	480.2	44.77	6.69	15	C.V

✓ Etat limite d'ouverture des fissures :

Il faut vérifier : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 201.63\text{MPa}$.

Avec : $\sigma_s = 15 * K (d-y)$.

• Sens X-X :

Tableau VI.17: Vérification d'ouverture de la fissure dans le sens X-X

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Appuis	-552.7	39.28	181.20	201.63	C.V
Travée	320.5	24.16	194.10	201.63	C.V

• Sens Y-Y :

Tableau VI.18: le Vérification d'ouverture de la fissure dans le sens Y-Y

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Appuis	-218.9	19.64	196.39	201.63	C.V
Travée	377.9	32.21	180.40	201.63	C.V

VI.1.6.4. Schéma de ferrailage de la nervure :

Sense X-X:

NERVURE

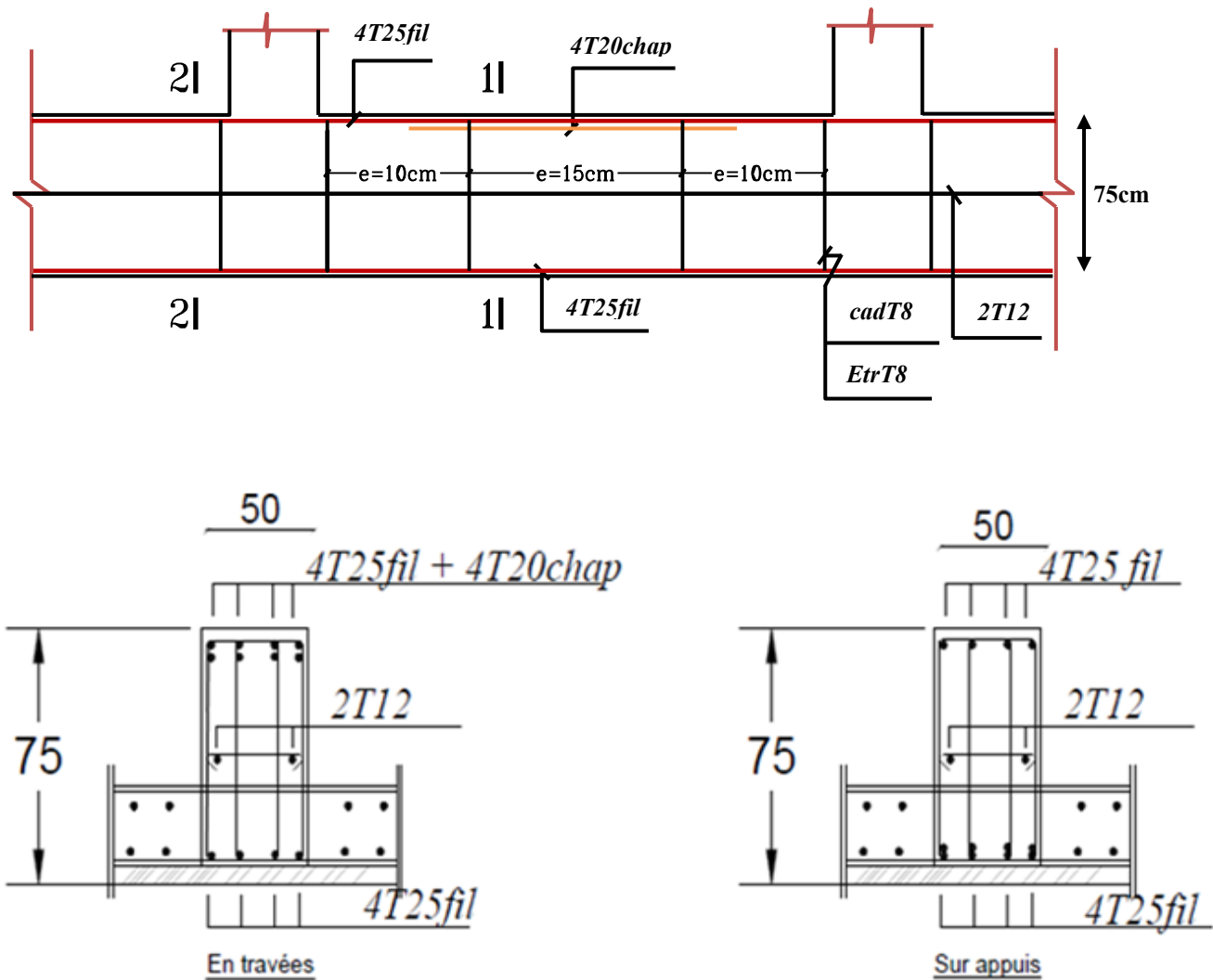


Figure VI.12: Schéma de ferrailage de la nervure Sense X-X.

Sens Y-Y :

NERVURE

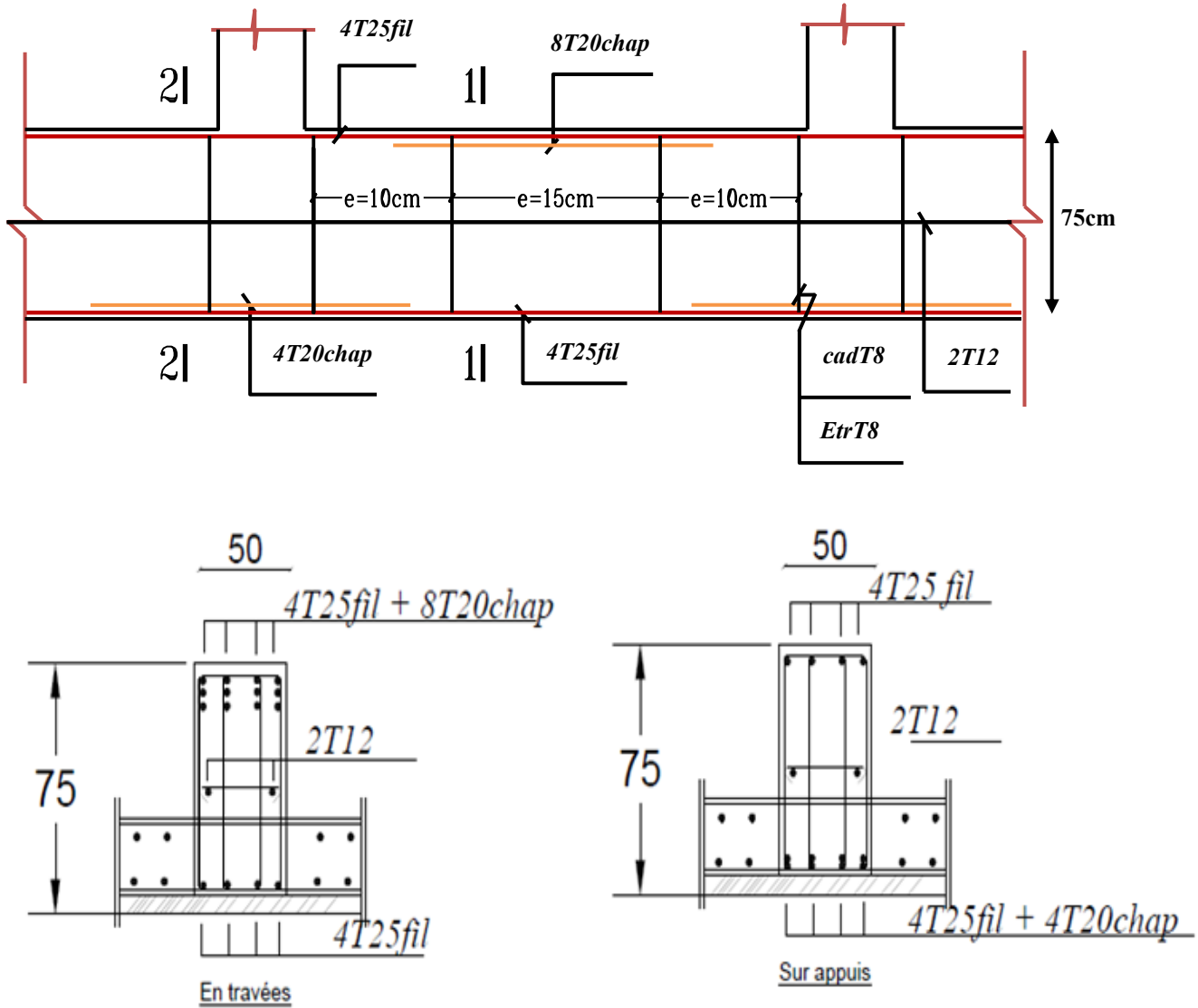


Figure VI.13: Schéma de ferrailage de la nervure Sense Y-Y.

VI.1.7. BLOC B :**a) Semelles isolées sous poteaux :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars} = 20 \text{ tf/m}^2 = 200 \text{ KN/m}^2 \\ N = 822.95 \text{ KN} \\ M = 25.472 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$D'où: B \geq \sqrt{\frac{822.95}{200}} \quad \Rightarrow \quad B = 2.03 \text{ m}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = A = B = 2.03 \text{ m}$$

$$e_0 = M/N = 0.031 \text{ m}$$

$$\sigma_m = 208.85 \geq \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{C.N.V}$$

• Remarque :

On constate qu'il y a un chevauchement entre certaines semelles, par conséquent nous essayons avec les semelles filantes.

b) Semelles filantes :**Tableau VI.19.les surfaces revenant aux semelles.**

File	N(KN)	L(m) ²	$\bar{\sigma}_{sol}$ (KN/m ²)	S (m ²)	B(m)
A	384,62	7,6	200	10,539367	1,38675881
B	221,07	7,6	200	7,99030763	1,05135627
C	1305,98	7,6	200	19,4207884	2,5553669
D	1682,93	7,6	200	22,0460923	2,90080161
F	733,48	7,6	200	14,5543473	1,91504569
2	1078,88	12,7	200	29,4968265	2,32258477
3	2168,9	12,7	200	41,8223553	3,29309884
4	859,23	12,7	200	26,3234882	2,07271561

$$\text{On a : } S_s = \sum S_{si} = 164.2033 \text{ m}^2$$

$$S_b = 147.35 \text{ m}^2$$

Donc :

$$S_s / S_b > 0.5 = 1.11 > 0,5$$

✓ Conclusion :

La surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ; cela nous conduit à adopter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : c'est le radier général.

b) Calcul de la surface du radier :

- La surface d'emprise du bâtiment est égale à : $S_{bat} = 147.35 \text{ m}^2$

Donc: $S_{rad}=147.35 \text{ m}^2$.

C) Détermination des efforts

✓ Détermination des charges et des surcharges

▪ **Superstructure :** $G = 6246.35 \text{ KN}$; $Q = 1590.09 \text{ KN}$

▪ **Infrastructure :**

✓ **Poids du radier :** $G_{rad} = S_r \times h_r \times 25 = 147.35 \times 0.85 \times 25 = 3131.19 \text{ KN}$

Donc : $G_{totale} = 9377.54 \text{ KN}$; $Q_{totale} = 1590.09 \text{ KN}$

✓ Sollicitations :

- *ELU* : $N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q$ $N_u = 15044.814 \text{ KN}$

- *ELS* : $N_S = N_G + N_Q$ $N_S = 10967.63 \text{ KN}$

d) La surface minimale du radier :

La surface du radier doit être telle qu'elle puisse vérifier la condition suivante :

$$\text{❖ A l'ELS: } S_{rad} \geq \frac{N_S}{\sigma_{adm}} = \frac{10967.63}{200} = 54.84 \text{ m}^2$$

$$\text{❖ A l'ELU : } S_{rad} \geq \frac{N_u}{1.3\sigma_{adm}} = \frac{15044.814}{1.3 \times 200} = 57.86 \text{ m}^2$$

e) Caractéristique géométrique du radier :

✓ Détermination du centre de gravité du radier :

$$\left\{ \begin{array}{l} X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} \\ Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} \end{array} \right. \quad \text{Donc :} \quad \left\{ \begin{array}{l} X_G = 6.35 \text{ m.} \\ Y_G = 3.8 \text{ m.} \end{array} \right. \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} V_x = 6.35 \text{ m} \\ V_y = 3.8 \text{ m} \end{array} \right.$$

$S_{radier} = S_{bâtiment} = 147.35 \text{ m}^2$

✓ Calcul de l'inertie du radier :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_x = 1344.29 \text{ m}^4 \\ I_y = 570.48 \text{ m}^4 \end{array} \right.$$

✓ Centre de masse de la structure :

$(X_s ; Y_s) = (6.67 ; 5.07) \text{ m}$

✓ L'excentricité :

$e_x = |X_s - X_r| = 0.32 \text{ m}$

$e_y = |Y_s - Y_r| = 1.27 \text{ m}$

f) Vérification du radier :**➤ Sous poteau :**

N_u : la charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime le plus sollicité

$$N_u = 1.135 \text{ MN}$$

$$\mu_c = 4(a+h) = 4(0.4+h)$$

$$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

$$N_u \leq 0.045 \times 4(0.4+h) \times h \times 25 / 1.5$$

$$N_u \leq 3(0.4+h)h$$

$$3h^2 + 1.5h - 1.135 \geq 0 \Rightarrow h \geq 41.5 \text{ cm}$$

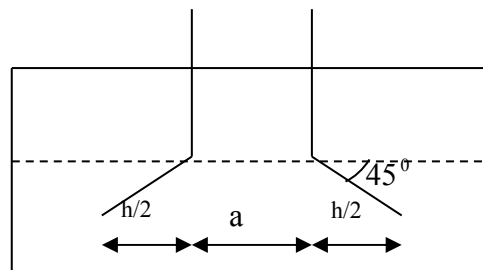


Figure VI.14 : Schéma de transmission des charges.

➤ Sous voile :

On prendra pour la vérification le voile le plus sollicité (**P14**) de longueur **L = 1.2 m**.

$$N_u = 0.785 \text{ MN}$$

Ce qui donne un effort normale pour une mètre linéaire égal à :

$$N_u = 0.785 / 2 = 0.393 \text{ MN/ml}$$

μ_c : Périmètre du contour cisailé

$$\mu_c = 2(e + b + 2h) = 2(0.2 + 1 + 2h)$$

$$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

$$N_u \leq 0.045 \times 2(0.12 + 1 + 2h) \times h \times 25 / 1.5$$

$$N_u \leq 1.5(1.12 + 2h)h$$

$$3h^2 + 1.8h - 0.785 \geq 0 \Rightarrow h \geq 27.7 \text{ cm}$$

L'épaisseur de radier **$h_r = 0.85 \text{ m}$** est vérifiée vis-à-vis du risque de rupture par poinçonnement.

Et à la fin en tenant des conditions précédentes la hauteur du radier **$h_r = 85 \text{ cm}$**

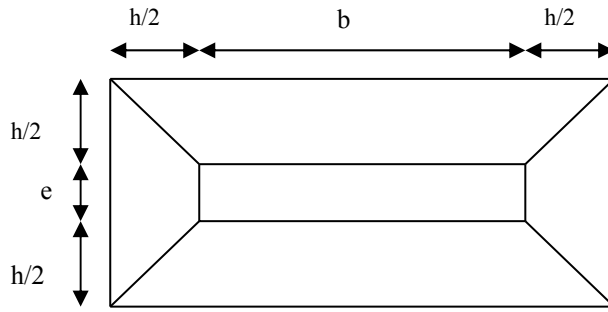


Figure VI.15 : Schéma de transmission des charges

✓ **Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :**

$$W = 15695.56 \text{ KN}$$

S : surface du radier, (S = 147.35 m²)

$$\text{Donc : } F_s \times \gamma \times Z \times S = 1.5 \times 10 \times 1 \times 147.35 = 2210.25 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow W \geq F_s \times \gamma \times Z \times S \quad (\text{Condition vérifiée.})$$

✓ **Vérification Condition de résistance au cisaillement :**

L_x : la portée de la dalle selon x = 5 m.

L_y : la portée de la dalle selon y = 3.8 m.

$$\gamma_b = 1.5 \quad ; \quad d = 0.9h \quad b = 1m$$

$$V_{ux} = \frac{P}{2L_y + L_x} = \frac{10817.17}{2 \times 3.8 + 5} = 858.51 \text{ kN}$$

$$V_{uy} = \frac{P}{3L_y} = \frac{10817.17}{3 \times 3.8} = 948.87 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{858.51}{100 \times 76.5} = 0.08 < 10 \Rightarrow \text{c.v}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{948.87}{100 \times 76.5} = 0.12 < 10 \Rightarrow \text{c.v}$$

Donc :

$$V_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2} \times \frac{1}{b \times 0.9h} \leq \frac{0.06 f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow h \geq \frac{N_u \times L_{\max} \times \gamma_b}{0.9 \times 2S \times 0.07 f_{cj}}$$

$$h \geq \frac{15.045 \times 5 \times 1.5}{0.9 \times 2 \times 147.35 \times 0.07 \times 25} = 0.24m$$

L'épaisseur de radier $h_r = 0.85 \text{ m}$ est vérifiée vis-à-vis au cisaillement.

✓ Vérification de la contrainte normale:

Tableau VI.20 : Vérification des contraintes

	ELS		ELU	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N (KN)	10967,63	10967,63	15044,814	15044,814
e(m)	0,32	1,27	0,32	1,27
S (m²)	147,35	147,35	147,35	147,35
M (KN.m)	3509,6416	13928,8901	4814,34048	19106,9138
V (m)	6,35	3,8	6,35	3,8
I (m⁴)	1344,29	570,48	1344,29	570,48
σ_1(KN/m²)	91,0109425	167,213643	124,843991	229,374821
σ_2 (KN/m²)	57,8540728	-18,3486282	79,3611532	-25,1696765
σ_{moy} (KN/m²)	82,7217251	120,823075	113,473282	165,738697
σ_{adm} (KN/m²)	266	266	266	266
Vérification	C.V	C.V	C.V	C.V

✓ la Vérification de stabilité :

✓ Vérification de la stabilité au renversement (0,8G + E) :

Tableau VI.21: Vérification de renversement

	0.8G+E	
	Longitudinale	Transversal
N (KN)	4997,08	4997,08
S (m²)	147,35	147,35
M (KN.m)	25563,876	32935,496
V (m)	6,35	3,08
I (m⁴)	1344,29	570,48
σ_1(KN/m²)	154,66865	211,7305
σ_2 (KN/m²)	-86,84265	-143,9045
σ_{moy}(KN/m²)	94.290821	122.821747
σ_{adm}(KN)	266	266
Vérification	C.V	C.V

D'après le **RPA99 VERSION 2003(art 10.1.5)** le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{l}{4} \quad (e : \text{l'excentricité de la résultante des charges verticales.})$$

M : moment dû au séisme. $\begin{cases} M_x = 873.446 \text{ KM.m} \\ M_y = 5237.66 \text{ KN.m} \end{cases}$

N : charge verticale permanente. $N = 4791.45 \text{ KN}$

• **Sens longitudinal :**

$$e_x = 0.182 \text{ m} < \frac{L_{xmax}}{4} = \frac{12.7}{4} = 3.175 \text{ m} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

• **Sens transversal :**

$$e_y = 1.09 \text{ m} < \frac{L_{ymax}}{4} = \frac{7.6}{4} = 1.9 \text{ m} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

La stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens

✓ **Vérification de soulèvement (G+Q+ E) :**

Tableau VI.22 : Vérification de soulèvement

	G+Q+E	
	Longitudinal	Transversal
N (KN)	7836,43	7836,43
S (m ²)	147,35	147,35
M (KN.m)	39523,041	-52194,95
V (m)	6,35	3,8
I (m ⁴)	1344,29	570,48
σ_1 (KN/m ²)	239,87674	-294,4911
σ_2 (KN/m ²)	-133,5119	400,85595
σ_{moy} (KN/m ²)	146,52958	-120,6543
σ_{adm} (KN/m ²)	266	266
Vérification	C.V	C.V

VI.1.7.1. Ferrailage du radier :

✓ **Les sollicitations :**

• **ELU : $v = 0$**

$$q_u = \frac{Nu}{S} = \frac{15044.814}{147.35} = 102.103 \text{ KN/m}^2$$

• **ELS : $v = 0.2$**

$$q_s = \frac{Ns}{S} = \frac{10967.63}{147.35} = 74.43 \text{ KN/m}^2$$

Pour faciliter l'exécution et homogénéiser le ferrailage, il est préférable de calculer le Panneau le plus sollicité (panneau de rive).

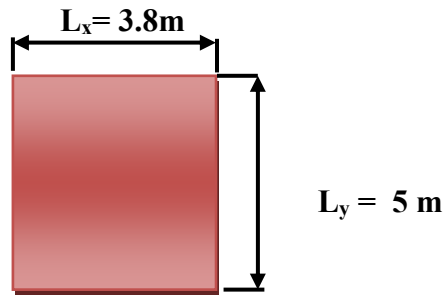


Figure VI.16 : Le panneau le plus sollicité

$L_x = 3.7 \text{ m}$; $L_y = 4,3\text{m}$.

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \longrightarrow \alpha = \frac{3180}{500} = 0.76$$

✓ Calcul des moments :

- ELU : $v = 0$; $Q_u = 102.103 \text{ KN/m}^2$:

Tableau VI.23 : Les moments à L'ELU

Panneaux	$L_x(\text{m})$	$L_y(\text{m})$	α	μ_x	μ_y	$M_x(\text{KN.m})$	$M_y(\text{KN.m})$
P	3.8	5	0.76	0.0610	0.525	89.94	47.22

- ELS: $v = 0.2$; $Q_{\text{ser}} = 74.43 \text{ KN/m}^2$:

Tableau VI.24 : Les moments à L'ELS

Panneaux	$L_x(\text{m})$	$L_y(\text{m})$	α	μ_x	μ_y	$M_x(\text{KN.m})$	$M_y(\text{KN.m})$
P	3.8	5	0.76	0.0674	0.657	72.45	47.59

✓ Calcul des armatures :

Tableau VI.25 : Calcul des armatures à L'ELU

Panneau	sens x- x		sens y-y	
	en travée	en appui	en travée	en appui
M_t (KN.m)	67,455	44,97	35,415	23,61
$A_s^?$ (cm ² /ml)	0.00	0.00	0.00	0.00
A_s (cm ² /ml)	2,5462	1,6947	1,3337	0,8884
$A_{s\ min}$ (cm ² /ml)	9,24	9,24	9,24	9,24
Choix des barres/ml	5HA16	5HA16	5HA16	5HA16
$A_{s\ corr}$ (cm ² /ml)	10.05	10,05	10,05	10,05
Espacement (cm)	20	20	20	20

✓ Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VI.26 : Récapitulatif de vérification de la contrainte dans le béton

Zone	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (MPa/m)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obser
Travée sens XX	54.34	10.05	680241.19 3	13.75	7.988	1.098	15	C.V
Appuis sens XX	36.23	10.05	680241.19 3	13.75	5.326	0.732	15	C.V
Travée sens YY	35.69	10.05	680241.19 3	13.75	5.247	0.721	15	C.V
Appuis sens YY	23.80	10.05	680241.19 3	13.75	3.499	0.481	15	C.V

VI.1.7.2.Schéma de ferrailage du radier :

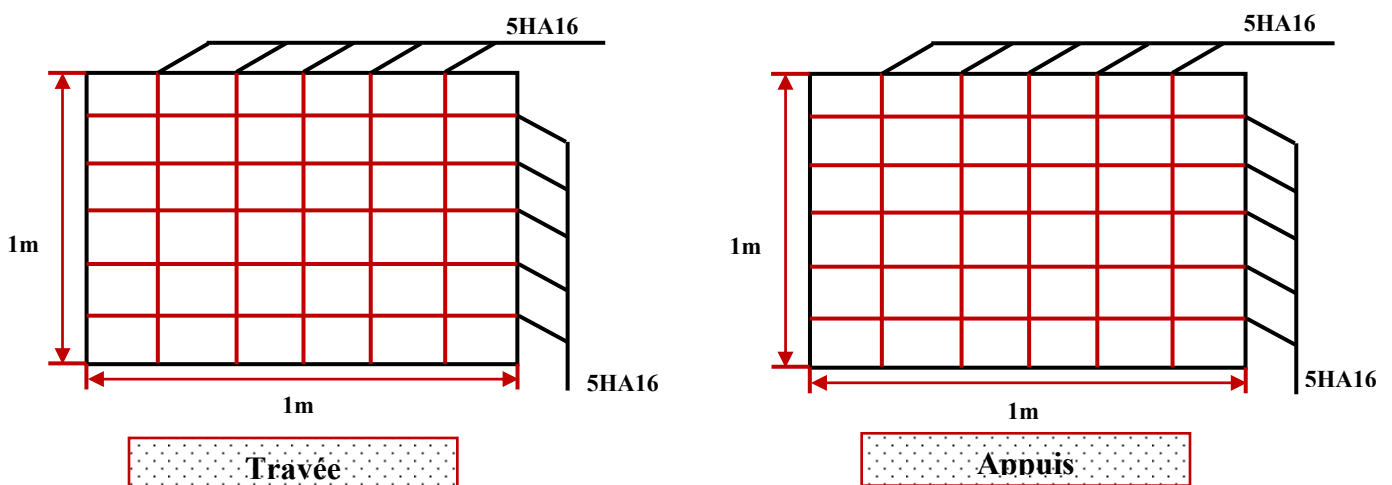


Figure VI.17 : Schéma de ferrailage du radier

VI.1.7.3. Ferrailage de la nervure :

✓ **Remarque:**

Pour deux panneaux, de part et d'autre de la poutre considérée, les charges réparties déterminées précédemment pour chacun des panneaux contigus s'additionnent.

✓ **A l'ELU :**

• **Sens X-X :**

On détermine les charges de la poutre la plus sollicitée soit la file E

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après

Tableau VI.27: les charges de la poutre la plus sollicitée à l'ELU dans le sens X-X

travée	α	P (KN/m ²)	P _M (KN/ml)
A-B	0.927	102.103	138.427
B-C	0.76	102.103	156.645
C-D	0.947	102.103	128.85

• **Sens Y-Y :**

On détermine les charges de la poutre la plus sollicitée soit la file D

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau VI.28 : les charges de la poutre la plus sollicitée à l'ELU dans le sens Y-Y

travée	α	P (KN/m ²)	P _M (KN/ml)
A-B	0.927	102.103	138.427
B-C	0.927	102.103	138.427

Les moments sur appuis et travée au long de la poutre sont présentés sur le graphe suivant :

• **Sens X-X :**

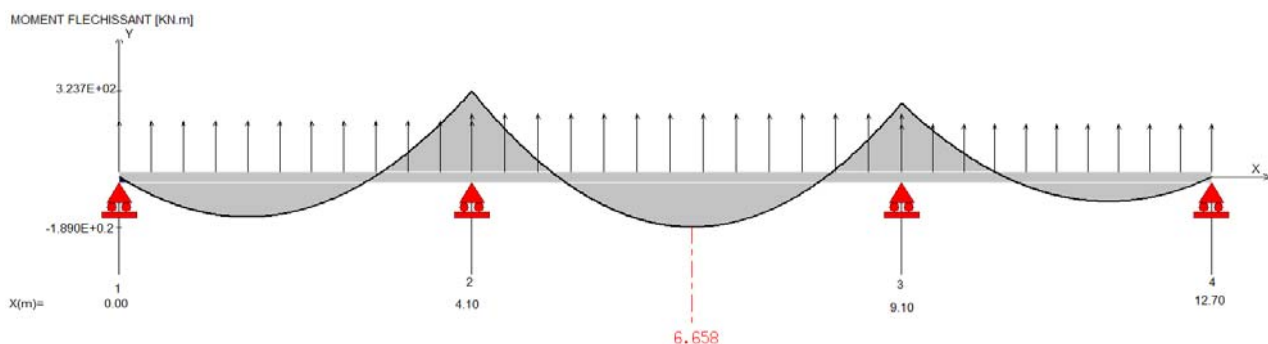


Figure VI.18 : Diagramme des moments dans le sens X-X à l'ELU

- **Sens Y-Y :**

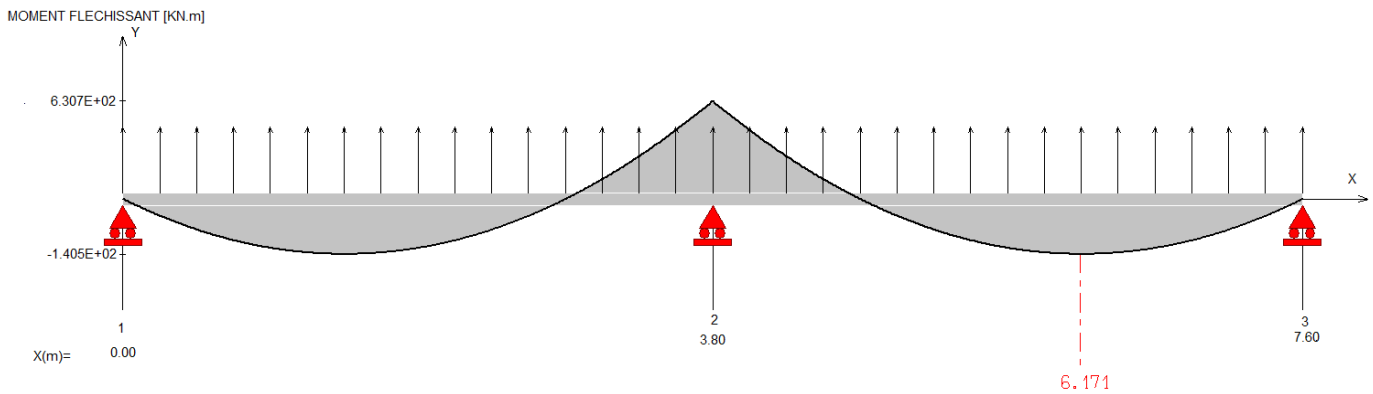


Figure VI.19: Diagramme des moments dans le sens Y-Y à l'ELS.

- ✓ **Armatures longitudinales :**

Le calcul de ferrailage pour une semelle rigide se fait à la flexion simple
On calcule les armatures avec le moment maximum aux appuis et en travée.

Avec :

$$d = 0.9h = 67.5\text{cm}, C = 2.5\text{ cm}, h = 75\text{cm}, M_{tu} = 5733.182\text{KN.m}$$

$M_{tu} > M_u$ ➡ Le calcul se fera pour une section rectangulaire.

Le ferrailage adopté est résumé dans le tableau suivant :

- **Sens X-X :**

Tableau VI.29 : le ferrailage de la nervure dans le sens X-X

Zone	M (KN.m)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix des barres	$A_{adopté}$
Appuis	189	8.15	10.60	4HA25 (fil)	19.64
Travée	323.7	14.08	10.60	4HA25 (fil) + 4HA16 (chap)	27.68

- **Sens Y-Y :**

Tableau VI.30: le ferrailage de la nervure dans le sens Y-Y

Zone	M (KN.m)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix des barres	$A_{adopté}$
Appuis	140.5	6.04	10.60	4HA20 (fil)	12.57
Travée	249.9	10.82	10.60	4HA20 (fil) + 4HA16 (chap)	20.61

✓ **Armatures transversales :**

$$\phi_t = \frac{\phi_{Lmax}}{3} = \frac{\phi_{25}}{3} = \frac{25}{3} = 8.33 \text{ mm} \quad \longrightarrow \quad \text{On choisie 2cadre de } \phi_8$$

✓ **Espacement minimal :**

Selon le BAEL91 : $S_t \leq \min(0,9d, 40\text{cm}) = 40\text{cm}$

Selon le RPA 2003 :

- En zone nodale et en travée : $S_t \leq \min(h/4, 12\phi_L) = \min(18.75, 30) \text{ cm}$

$$S_t \leq \min(18.75, 30) \text{ cm} = 18.75 \text{ cm}$$

- En dehors de la zone nodale : $S_t \leq h/2 = 37.5\text{cm}$

On prend :

- ✓ En zone nodale et en travée : $S_t = 15\text{cm}$
- ✓ En dehors de la zone nodale (zone courante) : $S_t = 20\text{cm}$

✓ **Vérification :**• **A l'ELU :**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 b d (f_{t28} / f_e) \quad \longrightarrow \quad A_{\min} = 10.60\text{cm}^2$$

• **Vérification de la contrainte de cisaillement :**• **Sens X-X :**

$$(T_u^{\max} = 370.22\text{KN}) \text{ donc il faut vérifier que : } \tau_u = \frac{V_u}{bxd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}, 5\text{MPa}) = 3.33\text{MPa} \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_u = \frac{370.22}{1.30 \times 0.675} = 421.90 \text{ KN/m}^2 = 0.42 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.42\text{mpa} \leq 3.33\text{mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

• **Sens Y-Y :**

$$(T_u^{\max} = 458.47\text{KN}) \text{ donc il faut vérifier que : } \tau_u = \frac{V_u}{bxd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}, 5\text{MPa}) = 3.33\text{MPa} \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_u = \frac{458.47}{1.30 \times 0.675} = 522.47 \text{ KN/m}^2 = 0.522\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.522\text{mpa} \leq 3.33\text{mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

- A l'ELS :

- ✓ **Contrainte de compressions dans le béton :**

La fissuration est peu nuisible, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{Mpa}$

Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = KY$)

- **Sens X-X :**

Tableau VI.31: le ferrailage de la nervure dans le sens X-X

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
Appuis	189	19.64	3.56	15	C.V
Travée	323.7	27.68	5.35	15	C.V

- **Sens Y-Y :**

Tableau VI.32: le ferrailage de la nervure dans le sens Y-Y

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
Appuis	140.5	12.57	3.15	15	C.V
Travée	249.9	20.61	4.16	15	C.V

- ✓ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Il faut vérifier : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 201.63\text{MPa}$

Avec : $\sigma_s = 15 \cdot K(d-y)$

- **Sens X-X :**

Tableau VI.33: Vérification d'ouverture de la fissure dans le sens X-X

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Appuis	198	19.64	155.81	201.63	C.V
Travée	323.7	27.68	192.11	201.63	C.V

- Sens Y-Y :

Tableau VI.34: Vérification d'ouverture de la fissure dans le sens Y-Y

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Appuis	140.5	12.57	177.49	201.63	C.V
Travée	249.9	20.61	196.70	201.63	C.V

VI.1.7.4. Schéma de ferrailage de la nervure :

Sens X-X:

NERVURE

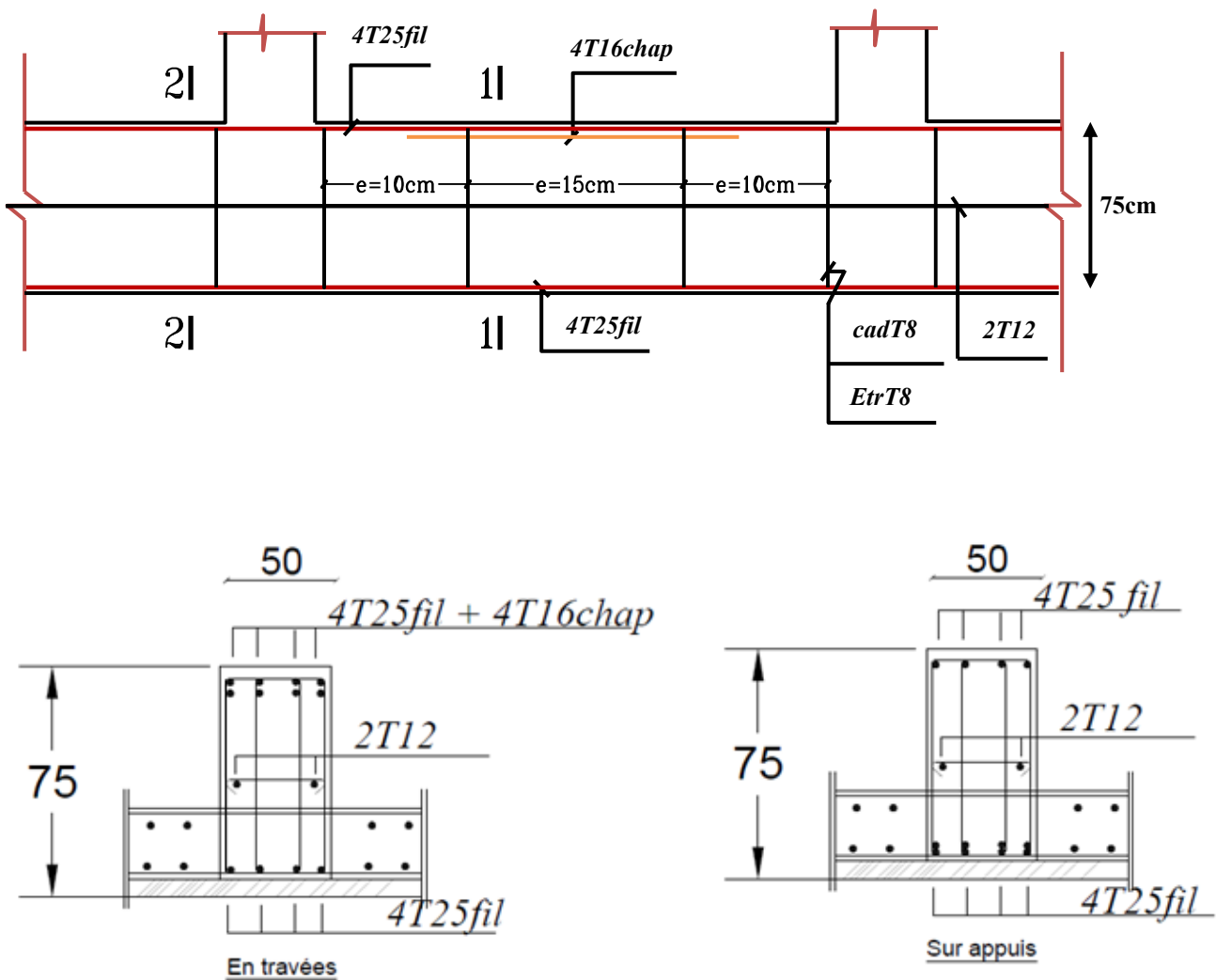


Figure VI.20: Schéma de ferrailage de la nervure Sense X-X.

Sens Y-Y :

NERVURE

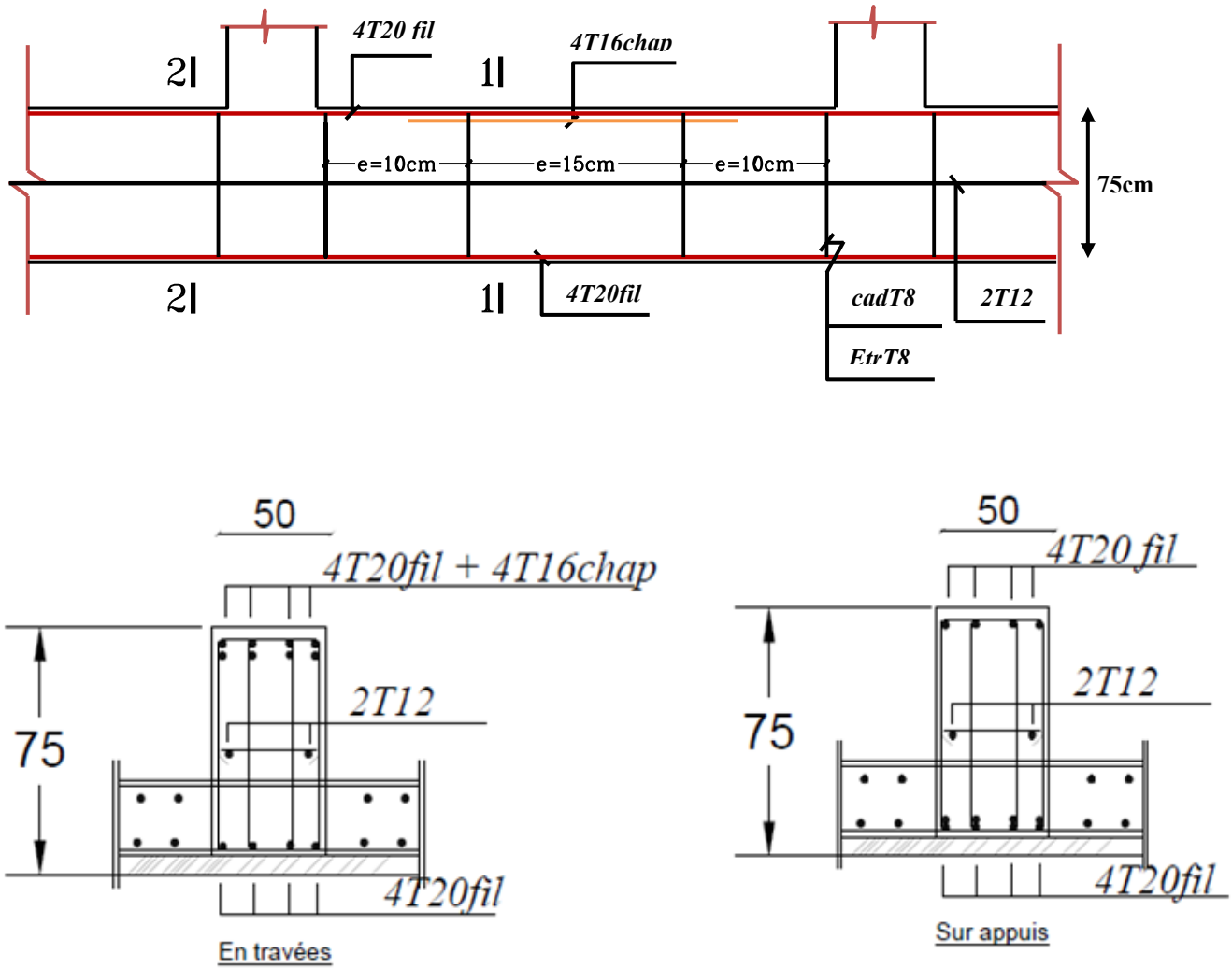


Figure VI.21: Schéma de ferrailage de la nervure Sense Y-Y.

Conclusion

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'élève ingénieur et c'est la meilleure occasion pour l'étudiant de mettre en évidence ses connaissances théoriques acquises durant les cinq années.

Ce projet nous a permis d'un coté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment et d'approfondir ainsi nos connaissances. Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques et surtout grâce aux chercheurs dans le domaine de génie civil.

L'analyse tri dimensionnelle d'une structure irrégulière est rendue possible grâce à l'outil informatique et au logiciel performant de calcul, à savoir le ETABS

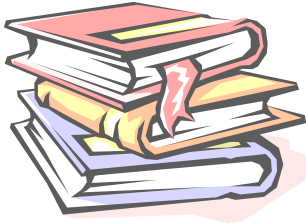
Grâce au logiciel ETABS, la modélisation de la structure peut être faite avec un grand degré de précision.

La connaissance du comportement dynamique d'une structure en vibrations libres non amorties, ne peut être approchée de manière exacte que si la modélisation de celle ci se rapproche le plus étroitement possible de la réalité. Rappelons que la 1^{ère} étape de l'analyse dynamique d'un modèle de structure consiste dans le calcul des modes propres tridimensionnels et des fréquences naturelles de vibrations.

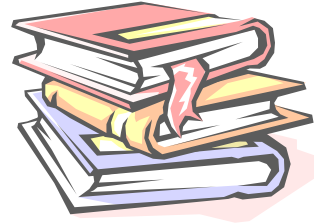
Il est indéniable que l'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Par conséquent, les résultats déduits de l'étape de pré- dimensionnement ne sont que provisoires lors du calcul d'une structure.

La majorité des problèmes que nous avons affrontés dans notre projet, étaient essentiellement à cause de la forme irrégulière de la structure a étudiée.

Cette étude nous a permit l'application des connaissances théorique acquise durant notre formation. De plus elle nous a permis de maîtriser l'utilisation du logiciel ETABS qui est très pratique pour les bâtiments.



BEBLIOGRAPHIQUES



Les livres:

- 📖 D.T.R.B.C-2.48 Règles parasismiques algériennes « RPA99 »;
- 📖 Règles Parasismiques Algériennes RPA 99
- 📖 D.T.R.B.C-2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation ;
- 📖 Règle de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93 ;



Remerciement

Nous remercions DIEU qui nous a donné la force et la patience pour terminer ce travail.

Nous exprimons nos sincères remerciements :

A nos parents pour leur contribution pour chaque travail que nous avons effectué.

*A notre promotrice **AIT AHMED** pour leur aide.*

A l'ensemble des enseignants du département de Génie Civile.

Sans oublier ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail et ceux qui ont fait l'honneur de jurer ce mémoire.

A Nos remerciements l'ingénieur du bureau d'étude Mr.bousiga abd elkader.



Dédicace

*Je dédie ce travail à mes parents Naïma
et Abd Alkrim, qu'ils trouvent ici
Toute ma gratitude pour leur soutien tout
au
long de mes études.*

*Mon frère Yaçine et Bilal et Abd Alhak
et ma soeur Imane,*

*Atoute la famille Kremiaï et Ben Lamri
Je dédie ce modeste travail à la mémoire
de*

*mon grand-père qui nous a quittés si
brusquement*

« Que son âme repose en paix »

*A toutes mes amies : Oussama et
Mohamed*

*et Fatima et Sarah et Samira et
Sihame et Sabrina et Salwa et
Amina et Wafaa,*

A mon binôme : Hnaa

A tous la promotion de génie civil 2018

*A tous ceux qui nous sont chère de près et
de loin.*

Merci

Nessine 

Dédicace

*Je dédie ce travail à mes parents Zahra et
Djamel, qu'ils trouvent ici
Toute ma gratitude pour leur soutien tout
au
long de mes études.*

*Mon frère Ayoub et Mohamed et Ahmed
et ma soeur Latifa et Amel et Amina et
Wissal,*

*A toute la famille Mahfoud et Tamourt
Je dédie ce modeste travail à la mémoire
de*

*mon grand-père qui nous a quittés si
brusquement*

« Que son âme repose en paix »

*A toutes mes amies : Oussama et Mohamed
et Fatima et Sarah et Samira et
Sihame et Sabrina et Salwa et
Amina et Wafaa,*

A mon binôme : Nesrine

A tous la promotion de génie civil 2018

*A tous ceux qui nous sont chère de près et
de loin.*

Merci

Hanaa 

ملخص

- خمسة - هذا المشروع يهدف إلى دراسة هيكلية بناية من الخرسانة المسلحة ذات استعمال سكني تتكون من طوابق بالإضافة إلى طابق ارضي شكل غير منتظم تقع هذه البناية في عين عمر سور الغزلان ولاية البويرة وهي مصنفة ضمن المنطقة الزلزالية **IIa** والأعمدة- مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمونة ومحققة بواسطة هيكلية مختلطة العارضات
- قياس الأبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة ثم طبقا للمعايير المعمول بها في الجزائر (CBA 93 et RPA99 version 2003) . (sap 2000).
- الدراسة الديناميكية للبناية تمت أساسا على تقنيات حساب الهياكل واستعمال برامج
- وأخيرا قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات وفقا لتوصيات تقرير دراسة التربة

Résumé

- Ce projet consiste à étudier un bâtiment à usage d'habitation, comportant un bloc, en **RDC + 5** étage d'un forme irrégulier qui sera implanté à Ain amor Soure El Ghozlan Wilaya de Bouira, classé selon le (**RPA 99 version 2003**) comme une zone de moyenne sismicité (zone **IIa**).
- La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système de contreventement mixte par des portiques avec justification d'interaction portiques
- Le dimensionnement et le calcul du ferrailage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens (**CBA 93 et RPA99 version 2003**).
- L'étude dynamique a été établie suivant la méthode numérique, moyennant le logiciel (**sap 2000**).
- Finalement, nous avons étudié l'infrastructure et calculé les fondations adéquates en tenant compte les prescriptions du rapport de sol.

Summary

- This projet consists in studying a building with lively use, containing one block in **first floor + 5floor** irregular shape, Which will be established in Ain amor Soure El Ghozlan Wilaya de Bouira, classified according to (**RPA99 version 2003**), like a zone of average seismicity (**zone IIa**).
- The résistance of the structure to the horizontal and vertical loads is ensured by a mixed System of windbracing (Shells).
- The dimensioning and the calculation of the reinforcement of all the resistant
- Elements were established in accordance with the Algerian payments. (**CBA 93 and RPA 99 vesion2003**).
- The dynamic study was established according to the numerical method, with the help of software (**sap 2000**).
- Finally, we have studied the infrastructure and calculated the foundations by holding account the regulations of the report of ground.

Sommaire

Introduction générale.....	01
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux	
I.1.Présentation de l'ouvrage.....	02
I.2.Conception structurelle.....	02
I.3.Règles et normes utilisées.....	03
Chapitre II : Pré-dimensionnement des Eléments	
II.1. Introduction.....	04
II.2.Predimensionnement des éléments secondaires.....	04
II.3. Predimensionnement des éléments porteurs.....	09
II.4 .Evaluation des charges et surcharges.....	14
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires	
III.1. Calcul de l'acrotère.....	31
III.2. Calcul des balcons.....	40
III.3. Etude d'escaliers pour bloc A.....	45
III. 4. Etude de poutre palière pour bloc A.....	69
III.5. Etude d'escalier pour bloc B.....	85
III.6 .Etude de poutre palier bloc B.....	91
III.7. Calcule de plancher.....	97
Chapitre IV : Etude sismique	
IV.1. Introduction.....	111
IV.1.1 Objectifs de l'étudedynamique.....	111
IV.1.2 Modélisation de la structure étudiée.....	111
IV.1.3. BLOC A	114
IV. 1.3.1. Caractéristiques géométriques de la structure.....	114
IV.1.3.2. Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale.....	115
IV.2. Etude sismique de bâtiment.....	118
IV.2.1. Introduction.....	118
IV.2.2 La résultante des forces sismiques.....	118
IV.2.3 Présentation des méthodes de calcul de la force sismique.....	118
IV.2.4.Méthode d'analyse modale spectrale.....	119
IV.2.5.Méthode statique équivalente.....	119
IV.2.6. BLOC B.....	130
IV. 2.6.1.Caractéristiques géométriques de la structure.....	130

IV.2.6.2. Présentation des résultats de la méthode dynamique	
spectrale	130
IV.3. Etude sismique de bâtiment.....	133
IV.4. Calcul de joint sismique.....	138
Chapitre V : Calcul des éléments structuraux	
V.1. Ferrailage des poutres.....	140
V.2. Ferrailage des voiles.....	155
V.3. Ferrailage des poteaux.....	175
Chapitre VI : Calcul des fondations	
VI.1.Introduction.....	192
VI.1.1.Types de fondations	192
VI.1.2. Etude de sol.....	192
VI.1.3. Stabilité des fondations.....	192
VI.1.4. Facteurs de choix du type de fondation.....	193
VI.1.5. Choix de type de fondations.....	193
VI.1.6. Bloc A.....	193
VI.1.6.1. Ferrailage du radier.....	204
VI.1.6.2.Schéma de ferrailage du radier.....	207
VI.1.6.3. Ferrailage de la nervure.....	208
VI.1.6.4. Schéma de ferrailage de la nervure.....	214
VI.1.7. BLOC B.....	216
VI.1.7.1. Ferrailage du radier.....	221
VI.1.7.2.Schéma de ferrailage du radier.....	223
VI.1.7.3.Ferrailage de la nervure.....	224
VI.1.7.4. Schéma de ferrailage de la nervure.....	228
Conclusion générale.....	230

LISTE DES SYMBOLES

- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- \bar{q} : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- σ_c : Contrainte de consolidation.
- C_c : Coefficient de compression.
- C_s : Coefficient de sur consolidation.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.

- V_0 : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$: Etat limite ultime.
- $E.L.S$: Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant, Période.
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.
- e : Epaisseur, Indice des vides.
- N_q, N_γ, N_c : Facteurs de portance.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- D : Fiche d'ancrage.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- I_p : Indice de plasticité.
- I_c : Indice de consistance.
- W : Teneur en eau, Poids total de la structure.
- S_r : Degré de saturation.
- γ_d : Poids volumique sèche.
- γ_h : Poids volumique humide.
- γ_{sat} : Poids volumique saturé.
- W_{sat} : Teneur en eau saturé.
- W_L : Limite de liquidité.
- W_p : Limite de plasticité.
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- I : Moment d'inertie.

- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- P : Rayon moyen.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
- K : Coefficient de raideur de sol.
- S_c : Tassement oedométrique.
- S_c^T : Tassement total.
- S_c^{adm} : Tassement admissible.
- δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- Y : Position de l'axe neutre.
- I_o : Moment d'inertie de la section totale homogène

liste des tableau

Tableaux I.1. Paramètres géométriques de l'ouvrage.....	02
Tableaux I.2. Paramètres techniques de l'ouvrage.....	02
Tableaux I.3. Les caractéristiques des matériaux pour le béton.....	02
Tableaux I.4. Les caractéristiques des matériaux pour l'acier.....	03
Tableaux II.1. Charge permanente du plancher terrasse.....	15
Tableaux II.2. Charge permanente du plancher d'étage courant.....	16
Tableaux II.3. Charges et surcharges du balcon.....	16
Tableaux II.4. Charge revenant au double cloison.....	17
Tableaux II.5. Charges et surcharges au niveau du palier (Bloc A).....	17
Tableaux II.6. Charges et surcharges au niveau du paillasse type 01 (Bloc A).....	17
Tableaux II.7. Charges et surcharges au niveau du paillasse type 02 (Bloc A).....	18
Tableaux II.8. Charges et surcharges au niveau du palier type 01 (Bloc B).....	18
Tableaux II.9. Charges et surcharges au niveau du paillasse type 01 (Bloc B).....	18
Tableaux II.10. Charges et surcharges au niveau du palier type 02 (Bloc B).....	19
Tableaux II.11. Charges et surcharges au niveau du paillasse Type 02 (Bloc B).....	19
Tableaux II.12. Coefficients de dégression de surcharges.....	20
Tableaux II.13. Surcharges cumulé.....	20
Tableaux II.14. Charge permanent (poteau central).....	20
Tableaux II.15. Surcharge cumulé (poteau central).....	21
Tableaux II.16. Charge permanent (poteau central).....	21
Tableaux II.17. Surcharge cumulé (poteau central).....	22
Tableaux II.18. Les sections des poteaux centraux.....	22
Tableaux II.19. Les sections des poteaux d'angle.....	22
Tableaux II.20. Vérification des sections selon RPA 99 (Art 7.4.1).....	24
Tableaux II.21. Charge permanent de plancher à chaque niveau.....	25

Tableaux II.22. Charge permanent de la palliasse à chaque niveau.....	25
Tableaux II.23. Charge permanent de palier à chaque niveau.....	25
Tableaux II.24. Charge permanent total (poteau central).....	26
Tableaux II.25. Surcharges cumulées (poteau central).....	26
Tableaux II.26. Charge permanent (poteau d'angle).....	27
Tableaux II.27. Surcharges cumulées (poteau circulaire).....	27
Tableaux II.28. La section du poteau central carrée.....	28
Tableaux II.29. Détermination de la section du poteau circulaire de chaque niveau.....	28
Tableaux II.30. Vérification des sections selon RPA 99 (Art 7.4.1).....	30
Tableaux III.1. Sollicitations dans l'acrotère.....	33
Tableaux III.2. Calcul de ferrailage à L'ELU.....	34
Tableaux III.3. Calcul de ferrailage à L'ELA.....	35
Tableaux III.4. Calcul de ferrailage à L'ELS.....	36
Tableaux III.5. Les résultats trouvés de la Vérification à l'ELS.....	38
Tableaux III.6. Calcul des armatures à l'ELU.....	42
Tableaux III.7. Les résultats trouvés de la Vérification à l'ELS.....	44
Tableaux III.8. Calcul des armatures à l'ELU du 1^{ère} type d'escalier.....	47
Tableaux III.9. Les résultats trouvés de la Vérification à l'ELS du 1^{ère} type d'escalier.....	48
Tableaux III.10. Calcul des armatures à l'ELU du 2^{ème} Type d'escalier.....	54
Tableaux III.11. Les résultats trouvés de la Vérification à l'ELS du 2^{ème} Type d'escalier.....	55
Tableaux III.12. Calcul des armatures à l'ELU 3^{ème} Type d'escalier.....	60
Tableaux III.13. Les résultats trouvés de la Vérification à l'ELS des 3^{ème} Type d'escalier.....	61
Tableaux III.14. Calcul des armatures à l'ELU du 4^{ème} Type d'escalier.....	67
Tableaux III.15. Les résultats trouvés de la Vérification à l'ELS du 4^{ème} Type d'escalier.....	68
Tableaux III.16. Calcul des armatures à l'ELU du 2^{ème} Type d'escalier (poutre palier).....	71
Tableaux III.17. Les résultats trouvés de la Vérification à l'ELS du 2^{ème} Type d'escalier (poutre palier).....	74
Tableaux III.18. Calcul des armatures à l'ELU du 3^{ème} Type d'escalier	

(poutre palier).....	77
Tableaux III.19. Les résultats trouvés de la Vérification à l'ELS du 3^{ème}	
Type d'escalier (poutre palier).....	79
Tableaux III.20. Calcul des armatures à l'ELU du 4^{ème} Type d'escalier	
(Poutre palier).....	82
Tableaux III.21. Les résultats trouvés de la Vérification à l'ELS du 4^{ème}	
Type d'escalier (Poutre palier).....	85
Tableaux III.22. Calcul des armatures à l'ELU du 5^{ème} Type d'escalier.	89
Tableaux III.23. Les résultats trouvés de la Vérification à l'ELS du 5^{ème}	
Type d'escalier.....	90
Tableaux III.24. Calcul des armatures à l'ELU du 5^{ème} Type d'escalier	
(poutre palier).....	93
Tableaux III.25. Les résultats trouvés de la Vérification à l'ELS du 5^{ème}	
Type d'escalier (poutre palier).....	95
Tableaux III.26. Calcul des armatures	97
Tableaux III.27. Charges et surcharges.....	100
Tableaux III.28 .Calcul de ferrailage.....	102
Tableaux III.29. Charge et surcharge et La combinaison de charge.....	102
Tableaux III.30. Calcul des coefficients	103
Tableaux III.31. Calcul des armatures à l'ELU.....	106
Tableaux III.32. Les résultats trouvés de la Vérification à l'ELS.....	108
Tableau IV.1. Centre de masse et de rigidité des différents niveaux	
(ETABS).....	115
Tableau IV.2. Mode de vibration et participation massique.....	115
Tableau. IV.3.: Reprise des charges horizontales par les voiles et les	
portiques.....	117
Tableau. IV. 4. : Reprise des charges verticales par les voiles et les	
portiques.....	117
Tableau IV.5. Valeurs des pénalités.....	122
Tableau. IV.6.:Résumé des résultats.....	122
Tableau IV .7. Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens	
longitudinal (XX).....	124
Tableau IV.8. Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens	
transversal (YY).....	124

Tableau IV.9. Combinaisons des réponses modales.....	125
Tableau IV.10. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.....	125
Tableau IV .11. Le déplacement inter-étage dans le sens x-x.....	126
Tableau IV .12. Le déplacement inter-étage dans le sens y-y.....	126
Tableau IV.13. Vérification de l'effet P-Delta sens x-x.....	127
Tableau IV.14. Vérification de l'effet P-Delta sens y-y.....	127
Tableau IV .15. Calcul le moment de renversement sens x-x.....	128
Tableau IV.16. Calcul le moment de renversement sens y-y.....	128
Tableau IV .17. Centre de gravité et de torsion.....	129
Tableau IV .18. Vérification de renversement.....	129
Tableau IV.19. L'effort normal réduit.....	130
Tableau IV.20. : Centre de masse et de rigidité des différents niveaux.....	130
Tableau IV.21. Mode de vibration et participation massique.....	131
Tableau. IV. 22: Reprise des charges horizontales par les voiles et les portiques.....	133
Tableau. IV.23: Reprise des charges verticales par les voiles et les portiques.....	133
Tableau. IV.24.Résumé des résultats.....	134
Tableau IV .25. Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal (XX).....	135
Tableau IV.26. Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal (YY).....	135
Tableau IV.27. Combinaisons des réponses modales.....	135
Tableau IV.28. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.....	136
Tableau IV .29. Le déplacement inter-étage dans le sens xx.....	136
Tableau IV .30. Le déplacement inter-étage dans le sens yy.....	136
Tableau IV.31. Vérification de l'effet P-Delta sens xx.....	136
Tableau IV.32. Vérification de l'effet P-Delta sens yy.....	137
Tableau IV .33. Calcul le moment de renversement sens xx.....	137
Tableau IV.34. Calcul le moment de renversement sens yy.....	137
Tableau IV .35. Centre de gravité et de torsion.....	138
Tableau IV .36. Vérification de renversement.....	138

Tableau IV.37. L'effort normal réduit.....	138
Tableaux V.1. Calcul de ferrailage à L'ELU.....	142
Tableau V.2. Armatures longitudinales des poutres principales.....	143
Tableau V.3. Armatures longitudinales des poutres secondaires.....	144
Tableau V.4. Vérification du cisaillement du béton.....	146
Tableau V.5. Vérification de Contrainte de compression dans le béton (PP).....	147
Tableau V.6. Vérification de Contrainte de compression dans le béton (PS).....	147
Tableau V.7. Vérification de la flèche.....	148
Tableaux V.8. Calcul de ferrailage à L'ELU.....	150
Tableau V.9. Armatures longitudinales des poutres principales.....	150
Tableau V.10. Armatures longitudinales des poutres secondaires.....	151
Tableau V.11. Vérification du cisaillement du béton.....	151
Tableau V.12. Vérification de Contrainte de compression dans le béton (PP).....	152
Tableau V.13. Vérification de Contrainte de compression dans le béton (PS).....	152
Tableau V.14. Vérification de la flèche.....	153
Tableau V.15. Les résultats des voiles.....	166
Tableau V.16. Le ferrailage des armatures verticales et transversales.....	167
Tableau V.17. Vérification de contrainte de cisaillement.....	167
Tableau V.18. Les résultats des voiles.....	172
Tableau V.19. Le ferrailage des armatures verticales et transversales.....	173
Tableau V.20. Vérification de contrainte de cisaillement.....	173
Tableau V.21. Caractéristiques mécanique des matériaux.....	175
Tableau V.22. Ferrailage maximale et minimale.....	176
Tableau V.23. Les sollicitations obtenues par ETABS.....	177
Tableau V.24. Sollicitations et paramètres de poteau pour l'exemple de calcul à L'ELU.....	178
Tableau V.25. Sollicitations et paramètres de poteau pour l'exemple de calcul à 0.8GEY.....	179
Tableau V.26. Calcul des différentes sections de ferrailage.....	179
Tableau V.27. Vérification du poteau à l'effort tranchant et de la	

contrainte de cisaillement.....	181
Tableau V.28. Armature transversale (Zone nodale) (Zone courante).....	182
Tableau V.29. Vérification des contraintes.....	183
Tableau V.30. Vérification de l'effort normal ultime.....	184
Tableau V.31. Les sollicitations obtenues par ETABS.....	185
Tableau V.32. Sollicitations et paramètres de poteau pour l'exemple de calcul à L'ELU.....	186
Tableau V.33. Sollicitations et paramètres de poteau pour l'exemple de calcul à 0.8GEY.....	186
Tableau V.34. Sollicitations et paramètres de poteau pour l'exemple de calcul à GQEY.....	187
Tableau V.35. Calcul des différentes sections de ferrailage.....	187
Tableau V.36. Vérification du poteau à l'effort tranchant et de la contrainte de cisaillement.....	188
Tableau V.37. Armature transversale (Zone nodale ; Zone courante).....	189
Tableau V.38. Vérification des contraintes.....	190
Tableau V.39. Vérification de l'effort normal ultime.....	191
Tableau VI.1. Les surfaces revenant aux semelles.....	195
Tableau VI.2. Dimension du radier nervuré.....	197
Tableau VI.3 : Vérification des contraintes.....	202
Tableau VI.4: Vérification de renversement.....	203
Tableau VI.5 : Vérification de soulèvement.....	204
Tableau VI.6 : Les moments à L'ELU.....	206
Tableau VI.7: Les moments à L'ELS.....	206
Tableau VI.8: Calcul des armatures à L'ELU.....	206
Tableau VI.9: Récapitulatif de vérification de la contrainte dans le béton..	207
Tableau VI.10: Moment fléchissant des charges des dalles aux nervures....	208
Tableau VI.11: les charges de la poutre la plus sollicitée à l'ELU dans le sens X-X.....	209
Tableau VI.12: les charges de la poutre la plus sollicitée à l'ELU dans le sens Y-Y.....	209
Tableau VI.13: le ferrailage de la nervure dans le sens X-X.....	211
Tableau VI.14: le ferrailage de la nervure dans le sens Y-Y.....	211
Tableau VI.15: le ferrailage de la nervure dans le sens X-X.....	213

Tableau VI.16: le ferrailage de la nervure dans le sens Y-Y.....	213
Tableau VI.17: Vérification d'ouverture de la fissure dans le sens X-X.....	213
Tableau VI.18: le Vérification d'ouverture de la fissure dans le sens Y-Y..	213
Tableau VI.19.les surfaces revenant aux semelles.....	216
Tableau VI.20 : Vérification des contraintes.....	220
Tableau VI.21: Vérification de renversement.....	220
Tableau VI.22 : Vérification de soulèvement.....	221
Tableau VI.23 : Les moments à L'ELU.....	222
Tableau VI.24 : Les moments à L'ELS.....	222
Tableau VI.25 : Calcul des armatures à L'ELU.....	223
Tableau VI.26: Récapitulatif de vérification de la contrainte dans le béton	223
Tableau VI.27: les charges de la poutre la plus sollicitée à l'ELU dans le sens X-X.....	224
Tableau VI.28: les charges de la poutre la plus sollicitée à l'ELU dans le sens Y-Y.....	224
Tableau VI.29: le ferrailage de la nervure dans le sens X-X.....	225
Tableau VI.30: le ferrailage de la nervure dans le sens Y-Y.....	225
Tableau VI.31: le ferrailage de la nervure dans le sens X-X.....	227
Tableau VI.32: le ferrailage de la nervure dans le sens Y-Y.....	227
Tableau VI.33: Vérification d'ouverture de la fissure dans le sens X-X.....	227
Tableau VI.34: Vérification d'ouverture de la fissure dans le sens Y-Y.....	228

LISTE DES FIGURES

Figure II.1. Coupe transversale d'un Plancher à Corps creux.....	04
Figure II.2. "Acrotère" flexion.....	05
Figure. II.3. Les escaliers.....	06
Figure. II.4. 1 ^{ère} type d'escaliers (BLOC A).....	06
Figure. II.5. 2 ^{ème} type d'escaliers (BLOC A).....	07
Figure. II.6. 3 ^{ème} Type d'escaliers (BLOC A).....	08
Figure. II.7. 4 ^{ème} Type d'escaliers (BLOC A).....	08
Figure. II.8. 5 ^{ème} Type d'escaliers (BLOC B).....	09
Figure. II.9. Coupe de voile en élévation.....	10
Figure. II.10. coupe du voile en plan.....	10
Figure. II.11. coupe du voile en plan.....	10
Figure. II.12. dimensions à respecter pour les poutres.....	11
Figure. II.13. Plancher terrasse (corps creux).....	15
Figure. II.14. Composition du plancher d'étage courant.....	15
Figure. II.15. remplissage en double paroi.....	16
Figure. III.1. Schéma statique (solicitation durable).....	31
Figure. III.2. Schéma statique de l'acrotère.....	32
Figure III.3. Schémas de ferrailage de l'acrotère.....	39
Figure III.4. Schéma statique de calcul des balcons.....	41
Figure III.5. Diagramme des moments et des efforts tranchant.....	41
Figure III.6. Schéma de ferrailage du balcon.....	44
Figure III.7. Schéma de vue en plan R.D.C.....	45
Figure III.8. Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à L'ELU et L'ELS.....	46
Figure III.9. Schéma statique du 1 ^{ère} type d'escalier.....	46
Figure III.10. Schéma de ferrailage du 1 ^{ère} type d'escalier.....	49
Figure III.11. Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à L'ELU.....	51
Figure III.12. Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à L'ELS.....	52
Figure III.13. Schéma statique 2 ^{ème} Type d'escalier.....	53
Figure III.14. Schéma de ferrailage du 2 ^{ème} Type d'escalier.....	56
Figure III.15. Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à L'ELU.....	57

Figure III.16. Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à L'ELS.....	58
Figure III.17. Schéma statique du 3^{ème} Type d'escalier.....	59
Figure III.18. Schéma de ferrailage 3^{ème} Type d'escalier.....	62
Figure III.19. Schéma de vue en plan pour étage courante.....	62
Figure III.20. Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à L'ELU.....	64
Figure III.21. Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à L'ELS.....	65
Figure III.22. Schéma statique du 4^{ème} Type d'escalier.....	66
Figure III.23. Schéma de ferrailage du 4^{ème} Type d'escalier.....	69
Figure III.24. Schéma statique du la poutre palier du 2^{ème} Type d'escalier...	70
Figure III.25. Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à L'ELU et L'ELS pour la poutre palier du 2^{ème} Type d'escalier.....	71
Figure III.26. Schéma de ferrailage de la poutre palière du 2^{ème} Type d'escalier.....	74
Figure III.27. Schéma statique du la poutre palier du 3^{ème} Type d'escalier...	75
Figure III.28. Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à L'ELU et L'ELS pour la poutre palier du 3^{ème} Type d'escalier.....	76
Figure III.29. Schéma de ferrailage de la poutre palière du 3^{ème} Type d'escalier (poutre palier).....	80
Figure III.30. Schéma statique du la poutre palier du 4^{ème} Type d'escalier...	81
Figure III.31. Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à L'ELU et L'ELS pour la poutre palier du 4^{ème} Type d'escalier.....	82
Figure III.32. Schéma de ferrailage de la poutre palière du 4^{ème} Type d'escalier.....	85
Figure III.33. Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à L'ELU.....	86
Figure III.34. Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à L'ELS.....	87
Figure III.35. Schéma statique du 5^{ème} Type d'escalier.....	88
Figure III.36. Schéma de ferrailage du 5^{ème} Type d'escalier.....	91
Figure III.37. Schéma statique du la poutre palier du 5^{ème} Type d'escalier...	92
Figure III.38. Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à L'ELU et L'ELS pour la poutre palier du 5^{ème} Type d'escalier.....	93
Figure III.39. Schéma de ferrailage de la poutre palière du 5^{ème} Type d'escalier.....	97

Figure III.40. Treillis soudés (20x20) cm².....	99
Figure III.41. : La nervure.....	101
Figure III.42 : Ferrailage du plancher.....	110
Figure IV.1.Modélisation de la structure (Vue en 3D) BLOC A.....	112
Figure IV.2. Modélisation de la structure (Vue en Plan) BLOC A.....	112
Figure IV.3. Modélisation de la structure (Vue en 3D) BLOC B.....	113
Figure IV.4. Modélisation de la structure (Vue en Plan) BLOC B.....	113
Figure IV.5. Vu en plan du premier mode.....	116
Figure IV.6. Vu en plan du deuxième mode.....	116
Figure IV.7. Vu en plan du troisième mode.....	117
Figure IV .8. Spectre de réponse.....	123
Figure IV.9. Vu en plan du premier mode.....	131
Figure IV.10. Vu en plan du deuxième mode.....	132
Figure IV.11. Vu en plan du troisième mode.....	132
Figure IV.12. Largeur minimale du joint sismique.....	139
Figure V.1. Schéma de ferrailage des poutres principales.....	149
Figure V.2. Schéma de ferrailage des poutres secondaire.....	149
Figure V.3. Schéma de ferrailage des poutres principales.....	153
Figure V.4. Schéma de ferrailage des poutres secondaire.....	154
Figure V.6. Sollicitations des voiles.....	155
Figure V.7. La disposition et la nomenclature des voiles.....	165
Figure V.8. Schéma de ferrailage des voiles (V₁.....V₁₂).....	168
Figure V.9. Schéma de ferrailage des voiles (V₁₃.....V₁₇).....	168
Figure V.10. Schéma de ferrailage des voiles (V₁₈-V₁₉).....	168
Figure V.11. La disposition et la nomenclature des voiles.....	171
Figure V.12. Schéma de ferrailage des voiles (V₁).....	174
Figure V.13. Schéma de ferrailage des voiles (V₂.....V₆).....	174
Figure V.14. Schéma de ferrailage des voiles (V₇.....V₁₀).....	174
Figure V.15. Schéma de ferrailage des poteaux BLOC A.....	185
Figure V.16. Schéma de ferrailage des poteaux BLOC B.....	191
Figure VI.1.Schéma de radier.....	196
Figure VI.2.Schéma de radier nervuré.....	197
Figure VI.3 : Schéma de transmission des charges.....	199
Figure VI.4 : Schéma de transmission des charges.....	200
Figure VI.5 : Diagramme des contraintes.....	202
Figure VI. 6. Le panneau le plus sollicité.....	205
Figure VI.7 : Schéma de ferrailage du radier.....	207

Figure VI.8 : Schéma de transmission des charges des dalles aux nervures...	208
Figure VI.9 : Diagramme des moments dans le sens X-X à l'ELU.....	210
Figure VI.10 : Diagramme des moments dans le sens Y-Y à l'ELU.....	210
Figure VI.11 : Dimensions de la nervure.....	211
Figure VI.12: Schéma de ferrailage de la nervure Sense X-X.....	214
Figure VI.13: Schéma de ferrailage de la nervure Sense Y-Y.....	215
Figure VI.14 : Schéma de transmission des charges.....	218
Figure VI.15 : Schéma de transmission des charges.....	219
Figure VI.16 : Le panneau le plus sollicité.....	222
Figure VI.17 : Schéma de ferrailage du radier.....	223
Figure VI.18 : Diagramme des moments dans le sens X-X à l'ELU.....	224
Figure VI.19: Diagramme des moments dans le sens Y-Y à l'ELS.....	225
Figure VI.20: Schéma de ferrailage de la nervure Sens X-X.....	228
Figure VI.21: Schéma de ferrailage de la nervure Sens Y-Y.....	229

Introduction général

Le monde entier a connu des séismes majeurs dans le passé. Actuellement, les séismes forts en Algérie n'y sont pas aussi fréquents qu'en Grèce, en Turquie, en Indonésie ou au Japon, mais la possibilité qu'un séisme destructeur s'y produise et engendre des victimes et des dégâts importants est avérée. Un séisme du même type que celui qui a eu lieu à Boumerdes le 21 Mai 2003 peut se produire à nouveau, là où la terre a tremblé, elle tremblera à nouveau.

Lors des séismes passés, la destruction des bâtiments a été fréquente et souvent meurtrière. Les raisons en sont multiples : construction avant la publication de normes parasismiques, auto construction par des personnes sans qualification, absence d'étude de sol, non-respect des normes parasismiques, etc. Or, la construction parasismique représente le moyen le plus efficace de se protéger des effets d'un séisme majeur car, dans la plupart des cas, ce sont les constructions qui tuent car elles s'effondrent sur les occupants. L'expérience montre que les constructions correctement conçues et édifiées en appliquant les dispositions constructives parasismiques sont sûres et les dommages sismiques qu'elles peuvent subir peu importants et facilement réparables.

Dernièrement, dans le cadre de la concertation Algérienne, un nouveau zonage sismique Algérien et de nouvelles règles de construction parasismique ont été élaborés. Notamment la révision du règlement parasismique algérien 99.

Pour cela on ne doit pas uniquement appliquer les règles mais on doit impérativement comprendre les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure à fin de mieux prévoir sa réponse sismique a un niveau d'accélération donné.

Pour notre étude, nous nous sommes basés sur les choix du système de contreventement qui joue un rôle important dans la stabilité de la structure

➤ Notre travail est regroupé en six chapitres :

- Les trois premiers chapitres traitent la description de l'ouvrage et le pré-dimensionnement des éléments ainsi que le calcul des éléments secondaires
- Le quatrième chapitre présente l'étude de l'action sismique sur la structure.
- Le cinquième chapitre a pour objet le calcul du ferrailage des portiques et des voiles.
- Le sixième chapitre concerne l'étude de l'infrastructure.

L'ensemble des chapitres présentés ont comme finalité l'étude d'une structure parasismique qui va être illustrée tout au long de notre travail.